

# ARBEITSBERICHT

## Brandverhalten dehnbehinderter Stahlbetonstützen

Gefördert von der DFG, Ko 204/43-1 (1989)

Bearbeiter

o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. Karl Kordina

Dipl.-Ing. Peter Bodendiek

Dipl.-Ing. Peter Nause

**iBMB der TU Braunschweig**

**Oktober 1998**

## Inhaltsangabe

<b>1. EINLEITUNG</b>	<b>4</b>
1.1 STAND DER ERKENNTNISSE	4
<b>2. PROBLEMSTELLUNG</b>	<b>7</b>
<b>3. FORSCHUNGSANTRAG „BRANDVERHALTEN DEHNBEHINDERTER STAHLBETONSTÜTZEN“</b>	<b>8</b>
3.1 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	10
3.2 VERSUCHSSTAND VTT FIRE TECHNOLOGY LABORATORY FINNLAND	11
3.3 VERSUCHSEINRICHTUNG	12
3.4 TECHNISCHE DATEN ZUR VERSUCHSEINRICHTUNG IN FINNLAND	15
3.5 ÜBERSICHT ÜBER DAS VERSUCHSPROGRAMM	16
3.6 VERSUCHSPARAMETER	17
3.6.1 EINFLUß DER QUERSCHNITTSGEOMETRIE	17
3.6.2 EINFLUß DES BETONGÜTE	17
3.6.3 EINFLUß DER TEMPERATURBEANSPRUCHUNG	18
3.6.4 EINFLUß DER VORBELASTUNG	18
3.6.5 EINFLUß EINER PLANMÄßIGEN ZWÄNGUNG	19
3.6.6 EINFLUß DER BETONFEUCHTIGKEIT	19
3.7 VERSUCHSPROGRAMM	20
<b>4. MEßERGEBNISSE</b>	<b>21</b>
4.1 GRAPHISCHE DARSTELLUNG	21
4.2 HINWEISE ZU DEN VERSUCHSERGEBNISSEN	38
4.3 VERSUCHSERGEBNISSE IM BILD	39

<b>5. AUSWERTUNG DER GEMESSENEN ZWANGSKRAFT (TRAGLAST <math>P_{Fi}</math>)</b>	<b>40</b>
<b>5.1 GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE DER BEZOGENEN TRAGLAST <math>P_{Fi}</math></b>	<b>57</b>
5.1.1 EINFLUß DER TEMPERATURBEANSPRUCHUNG	58
5.1.2 EINFLUß DER QUERSCHNITTSGEOMETRIE	60
5.1.2 EINFLUß DER TEMPERATURBEANSPRUCHUNG UND DER QUERSCHNITTSGEOMETRIE	63
5.1.3 EINFLUß DER ANFANGSBELASTUNG	64
5.1.4 EINFLUß DER DEHNGESCHWINDIGKEIT	66
5.1.5 EINFLUß DES PLANMÄßIGEN ERLAUBTEN DEHNGESCHWINDIGKEIT UND DER ANFANGSBELASTUNG	69
<b>5.2 ERLÄUTERUNG DER GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE DER BEZOGENEN TRAGLAST <math>P_{Fi}</math></b>	<b>71</b>
5.2.1 EINFLUß DER TEMPERATURBEANSPRUCHUNG	71
5.2.2 EINFLUß DER QUERSCHNITTSGEOMETRIE	71
5.2.3 EINFLUß DER ANFANGSBELASTUNG	72
5.2.4 EINFLUß DER DEHNGESCHWINDIGKEIT	72
<b>6. ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>73</b>
<b>7. LITERATUR</b>	<b>74</b>

## 1. Einleitung

Zur Klärung der Relaxationsphänomene, wie sie bei gezwängten Bauteilen unter Brandbeanspruchung besonders deutlich auftreten, wurden in den vergangenen Förderungsperioden experimentelle und theoretische Arbeiten in den Teilprojekten A1 und B3 des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführt. Sie haben gezeigt, daß die Modellierung des Materialverhaltens von Konstruktionsbeton möglichst wirklichkeitsnah, d.h. unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Parameter, vorgenommen werden muß.

### 1.1 Stand der Erkenntnisse

Beton gehört zu einer Materialgruppe, die unter Last zeitabhängige Verformungen zeigt. Derjenige Anteil der auftretenden Gesamtdehnung, der nach Abzug der elastischen und thermischen Dehnung ( $\varepsilon_{el}$  und  $\varepsilon_{th}$ ) und des lastunabhängigen Schwindens  $\varepsilon_s$  verbleibt, wird allgemein als Kriechdehnung  $\varepsilon_k$  bezeichnet.

Das Kriechen von Beton unter erhöhten Temperaturen wurde bereits von einer Vielzahl von Forschern untersucht.

Anderberg [2] vom Lund Institute of Technology beschreibt die totale Verformung des Betons mit seinem Materialmodell nach Gl. (1.1).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon\left(\sigma_{(t)}, T_{(t)}, \tilde{\sigma}\right) \quad \text{Gleichung (1.1)}$$

In Gl. (1.1) wird mit  $\sigma_{(t)}$  die Spannung im Betonelement, mit  $T_{(t)}$  die Temperatur- und mit  $\tilde{\sigma}$  die Spannungsgeschichte des Betonelements unter Hochtemperatur-Beanspruchung erfaßt. Die Gesamtverformung  $\varepsilon_{tot}$  besteht aus mehreren Komponenten, wobei die einzelnen Größen mit einer bestimmten Versuchsdurchführung im Zusammenhang stehen.

Die Gl. (1.1) wird in expliziter Form wie folgt angegeben:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{th}}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T) + \varepsilon_{\text{sk}}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{\text{uk}}(\sigma, T) \quad \text{Gleichung (1.2)}$$

wobei  $\varepsilon_{\text{th}}$  die thermische Dehnung,  $\varepsilon_{\sigma}$  die spannungsabhängige spontane Stauchung unter instationärer Temperaturbeanspruchung,  $\varepsilon_{\text{sk}}$  das stationäre Kriechen und  $\varepsilon_{\text{uk}}$  das Übergangskriechen bei bestimmter konstanter Druckspannung ist. Die Bestimmung der Verformungsanteile ist in [2,3,4] ausführlich erläutert. Anderberg formuliert das Übergangskriechen  $\varepsilon_{\text{uk}}$  als eine spontane Reaktion auf die Temperatureinwirkung und setzt diese Verformung in lineare Beziehung zur aktuellen Druckspannung. Die Gl. (1.2) läßt sich in Gl. (1.3) umstellen:

$$\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}}(T) - \varepsilon_{\text{uk}}(\sigma, T) = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{\text{sk}} \quad \text{Gleichung (1.3)}$$

Der genauen Bestimmung der rechten Seite dieser Gleichung wird dabei eine besondere Bedeutung beigemessen, weil die spannungserzeugenden Verformungsanteile in der Berechnung mit bestimmten Zeitabschnitten sukzessive ermittelt werden müssen.

Im Sonderforschungsbereich 148 der Technischen Universität Braunschweig wurde das Verformungsverhalten von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung über eine geraume Zeit hinweg intensiv studiert. Es wurden dabei in den letzten Förderungsperioden weitergehende theoretische Studien durchgeführt mit dem Ziel, die im Hochtemperaturbereich beobachteten Effekte im Rahmen einer auf rheologischer Basis gestützten Theorie so umfassend wie möglich zu beschreiben. Arbeiten dieser Art liegen bereits vor [5,6,7].

Zur Veranschaulichung des Phänomens, daß unter Last Verformungen des Betons mit der Zeit zunehmen, wird eine Beziehung impliziter Form

$$F(\varepsilon, \sigma, \tilde{\sigma}, t, T) = 0 \quad \text{Gleichung (1.4)}$$

gewählt. In Gl. (1.4) wird vorausgesetzt, daß die Differential- und Integraloperatoren der Funktionen  $\varepsilon$ ,  $\sigma$  und  $t$  bekannt sind. Schneider [8] hat deshalb versucht, die Gesamtverformung in Gl. (1.4) in Anlehnung an die bei Raumtemperatur üblichen Verfahren zu beschreiben. Dabei wurde

eine möglichst einfache Kriechbeziehung durch Bestimmung von  $\varphi$  - Werten entwickelt. Gemäß Gl. (1.5) läßt sich die Gesamtverformung von Beton bei konstanter Belastung  $\sigma$

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{th}} - (1 + \varphi(T, t)) \frac{\sigma}{E(T)} \quad \text{Gleichung (1.5)}$$

beschreiben. Gl. (1.5) kann auch in anderer Form

$$\sigma = (\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}}) E(T) - \varphi(T, t) \cdot \sigma \quad \text{Gleichung (1.6)}$$

zur Ermittlung des Spannungszustandes ausgedrückt werden. Mit der Bestimmung von  $\varphi(T, t)$  wäre das vorliegende Problem somit gelöst. Die Differenz aus  $(\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}})$  in Gl. (1.6) ergibt den gesuchten Verformungsterm, der in einen elastischen und einen inelastischen Anteil aufgespalten werden kann. Der letztere entspricht den bei instationärer Temperatureinwirkung auftretenden last- und zeitabhängigen Verformungsanteilen. Er wurde von Schneider gemäß Gl. (1.7) definiert.

$$\left( \frac{\delta \varepsilon}{\delta t} \right)_{\sigma} = \sigma \left( \frac{\delta J(\sigma, t)}{\delta t} \right) \quad \text{Gleichung (1.7)}$$

In Gl. (1.7) entspricht  $J(\sigma, t)$  der Kriechfunktion. Sie wurde durch Kriechversuche bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen (während der gesamten Versuchsdauer), jedoch für eine bestimmte konstante Druckspannung ermittelt (Warmkriechversuche). Die Gesamtverformung kann somit für eine konstante Druckspannung und für eine bestimmte Anfangsverformung  $\varepsilon_0$  nach Gl. (1.8) ermittelt werden.

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_0 + \frac{\sigma}{E(T)} + \sigma \cdot J(\sigma, T) \quad \text{Gleichung (1.8)}$$

Hieraus ergibt sich eine Bestimmungsgleichung für J mit

$$J = \frac{1}{E(T)} \cdot \varphi(\sigma, T) \quad \text{Gleichung (1.9)}$$

eine Bestimmungsgleichung für J ergibt.

Im Brandfall treten jedoch in einem Betonelement Temperatur- und Spannungsveränderungen auf. Es ist deshalb nicht möglich, Gl. (1.8) für den vorliegenden Fall in dieser Form anzuwenden, weil die Bestimmung der Gesamtverformung zur Lösung von Integralgleichungen führt.

## 2. Problemstellung

Stahlbetonstützen stehen im allgemeinen in monolithisch errichteten Bauwerken in Interaktion mit den umgebenden Bauteilen. Danach steht der freien thermischen Dehnung einer brandbeanspruchten Stahlbetonstütze im Bauwerk eine axiale Dehnbehinderung entgegen, abgesehen von horizontalen Kopfverschiebungen infolge der Dehnung angeschlossener Riegel oder Deckenplatten.

Alle Bauteile, die im Bauwerk miteinander monolithisch verbunden sind, beeinflussen sich gegenseitig in ihrem Verformungs- und Tragverhalten. Während dadurch Schnittgrößenumlagerungen Plastizierungen o.ä. auftreten, leisten insbesondere die axialen Auflagerbedingungen brandbeanspruchter Stützen gegen die thermische Dehnung Widerstand. Dabei können sich zeitlich veränderliche Zwangsnormalkräfte, abhängig vom Grad der elastischen Dehnbehinderung, entwickeln.

Das Brandverhalten solcher Stahlbetonstützen wurde in den vergangenen und in der laufenden Förderungsperiode experimentell und theoretisch studiert. Es zeigten sich dabei beträchtliche Abweichungen zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen. Nach Gründen dieser Diskrepanz wurde intensiv geforscht. Arbeiten konzentrierten sich insbesondere auf die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Materialverhaltens vom Beton im Brandfall. Außerdem wurden weitere neue Versuche mit unterschiedlichen Querschnittsgrößen und Stützenschlankheiten durchgeführt, um die Gültigkeit der zu entwickelten Materialgesetze für verschiedene Randbedingungen zu verifizieren.

Im Sonderforschungsbereich 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ wurde verstärkt Grundlagenforschung betrieben, um die Diskrepanz, die zwischen dem gemessenen und dem berechneten Trag- und Verformungsverhalten von dehnbehinderten Druckgliedern im Brandfall auftritt, zu klären. Die Arbeiten wurden zunächst auf die Erstellung eines allgemeingültigen Materialmodells für Festbetone konzentriert, das durch eine umfassende mathematische Beschreibung rheologischer Phänomene unter erhöhten Temperaturen zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens von dehnbehinderten Stützen angewendet werden kann.

### **3. Forschungsantrag „Brandverhalten dehnbehinderter Stahlbetonstützen“**

Der Sonderforschungsbereich 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ hat sich in den letzten Jahren seiner Tätigkeit mehrfach mit dem Brandverhalten dehnbehinderter Stahlbetonstützen befaßt. Die Bedeutung dieses Problems ist einleuchtend: in einem Bauwerk, das in seinen Geschossen eine größere Anzahl von Stahlbetonstützen zeigt, ist nicht anzunehmen, daß bei einem Brand alle Stützen annähernd gleichmäßig erhitzt werden und sich gleichmäßig ausdehnen können. Unter ungünstigen Umständen kann es dazu kommen, daß nur eine einzelne Stütze vom Brand ergriffen wird, sich aber nicht der Temperaturerhöhung folgend ausdehnen kann. Es entstehen in dieser Stütze zwangsläufig hohe Zwängungs-Druckkräfte, so daß zu befürchten ist, daß solch eine Stütze sehr viel früher versagt als gleichartige Bauteile, die sich unter Brandangriff weitgehend unbehindert ausdehnen können.

Der SFB 148 hat eine Reihe von Versuchen mit Stahlbetonstützen unter Brandangriff und Dehnbehinderung durchgeführt, wobei fallweise auch begrenzte Dehnungen zugelassen wurden. Die entstehenden Zwangskräfte wurden gemessen. Eine Nachrechnung der im Versuch ermittelten Zwangskräfte und Verformungen führte jedoch zunächst zu sehr unbefriedigenden Ergebnissen; als Ursache dafür wurde der Umstand angesehen, daß das verwendete Materialmodell zur mathematischen Beschreibung der rheologischen Phänomene zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens des Betons unter Hochtemperatur an vergleichsweise kleinen Versuchskörpern mit  $\varnothing$  8 cm bestimmt wurde, während die Versuchsstützen Querschnittsabmessungen in der Größenordnung bis zu 30 x 40 cm aufwiesen. Die Diskrepanzen zwischen Rechnung und Versuch waren vor allem



dadurch gekennzeichnet, daß die durch die Dehnungsbehinderung geweckten Zwängungskräfte in der Berechnung deutlich größer ausfielen als der Versuch ergab. Offensichtlich wurden die Kriech- und Relaxationsvorgänge nicht wirklichkeitsnah genug im Materialmodell erfaßt. Eine Verfeinerung des Rechenprogramms ergab zwar etwas befriedigendere Ergebnisse, doch ist die Übertragung der Materialgesetze, bestimmt an vergleichsweise kleinen Probekörpern, auf das Kriech- und Relaxationsverhalten von Großbauteilen bei Dehnungsbehinderung bei Brandangriff bislang unbefriedigend gelöst. Der Teilbericht I über das Brandverhalten dehnbehinderter Stahlbetonstützen aus den beiden letzten Berichtsphasen des Sonderforschungsbereiches 148 läßt die unbefriedigende Situation deutlich erkennen.

Noch während der Laufzeit des Sonderforschungsbereiches „Brandverhalten von Bauteilen“ wurde nach Möglichkeiten Ausschau gehalten, Kriech- und Relaxationsversuche an Betonbauteilen unter Druckbeanspruchung und Hochtemperatur durchzuführen, wobei Versuchskörper mit wirklichkeitsnahen Querschnittsabmessungen Verwendung finden sollten.

Der Antrag zum Forschungsvorhaben mit dem Kurztitel „Stahlbetonstützen“ wurde am 9.01. 1989 eingereicht und am 20. März 1989 mit dem Aktenzeichen Ko 204/43-1 bewilligt.

Grundlage für die Untersuchung waren bereits vorhandene 90 cm lange Stützenstummel aus dem SFB 148. Die Durchführung von Kriech- bzw. Relaxationsversuchen mit elektronischer Datenerfassung und -ausgabe erfolgte an zwölf Stützenstummeln mit Querschnittsabmessungen von 30 x 30 cm und sechs Stützenstummeln mit Querschnittsabmessungen von 24 x 24 cm. Eine Übersicht über die geplanten Versuche gibt Tabelle 1.

### 3.1 Versuchsdurchführung

Tabelle 1 zeigt das geplante Versuchsprogramm von Stützenstummeln (90 cm lang) zur Bestimmung des Kriech- und Relaxationsverhaltens von Normalbeton (B 45,  $f_c \approx 40 \text{ N/mm}^2$ ) unter Hochtemperatur.

Querschnitt 30 x 30 cm			Querschnitt 24 x 24 cm		
Anfangs- spannung N/mm <sup>2</sup>	erlaubte Dehnung ‰/min.	Heißgastemp. Anstieg K/min	Anfangs- spannung N/mm <sup>2</sup>	erlaubte Dehnung ‰/min.	Heißgastemp. Anstieg K/min
12 $\approx$ 0,3 $f_c$	0 0,001 0,01 $\infty$	10	12 $\approx$ 0,3 $f_c$	0 0,001 0,01 $\infty$	10
6 $\approx$ 0,15 $f_c$	0,001 0,01	10			
12 $\approx$ 0,3 $f_c$	0 0,001 0,01 $\infty$	5	12 $\approx$ 0,3 $f_c$	0 0,001 0,01	5
6 $\approx$ 0,15 $f_c$	0,001 0,01	5			

**Tabelle 1:** geplantes Versuchsprogramm

Alle Versuche wurden bei Druckversagen des Versuchskörpers beendet.

### **3.2 Versuchsstand VTT Fire Technology Laboratory Finland**

Brandversuche können im iBMB in Braunschweig u.a. in der Halle V sowohl im großen als auch im kleinen Prüfstand durchgeführt werden. Für den großen Prüfstand sind Stützenlängen von 3,70 m vorgesehen, im kleinen Prüfgerüst werden Stützen der Länge  $L = 1,00$  m geprüft.

Die zu prüfenden Stützen (im weiteren mit V1 bis V15 benannt) hatten für alle Versuchskörper die gleiche Länge von  $L = 90$  cm. Bedingt durch diese Stützenlänge war für die umfangreichen Untersuchungen nur das kleine Prüfgerüst geeignet. Dehnungs- und Temperaturmessungen waren an verschiedenen Abschnitten der jeweiligen Stütze vorzunehmen. Leider lies das kleine Prüfgerüst zu diesem Zeitpunkt umfangreiche Messungen der Längsverformung an den Stützen noch nicht zu. Um durch eine aufwendige Modernisierung des kleinen Prüfgerüsts in Braunschweig den Arbeitsbeginn nicht zu verzögern, wurde das Institut VTT Fire Technology Laboratory in Finnland (bestehende Zusammenarbeit mit Finnland über „Natürliche Brände“ (Projektbereich C des SFB 148)) gebeten, die Versuche an den Prüfkörpern durchzuführen.

Die Versuchskörper wurden nach Finnland verbracht und bei der dortigen Versuchsanstalt klimatisiert gelagert.

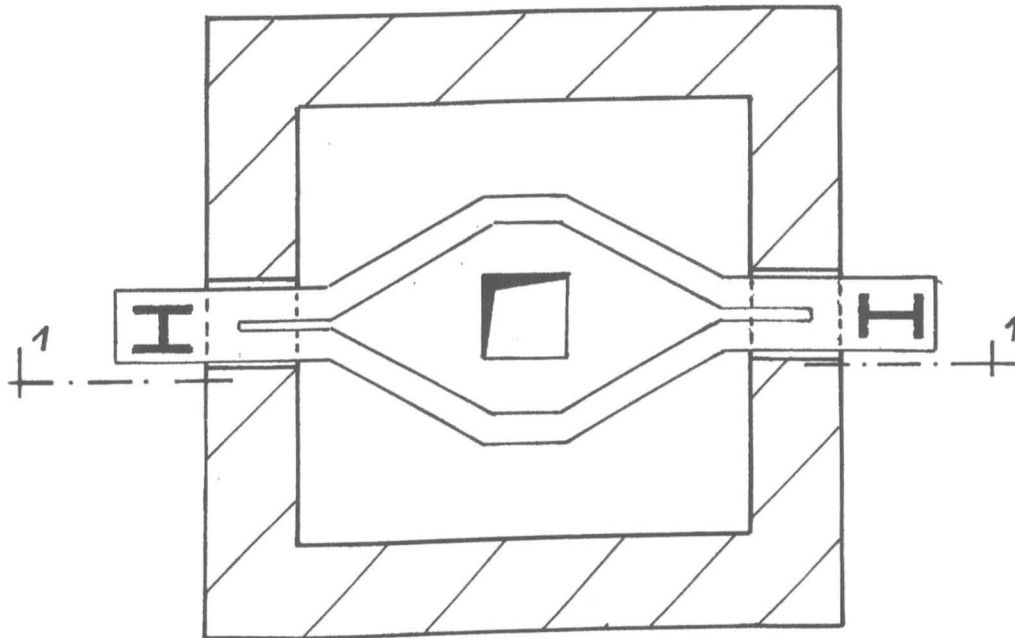
Die Betongüte der Stummelstützen wurde durch zwei Bruchversuche (im weiteren mit Kaltversuch 0.1 und 0.2 und bezeichnet) für die Stahlbetonquerschnitte  $b/d = 24/24$  cm und  $30/30$  cm bestimmt. Aus den Bruchlasten der Kaltversuche 0.1 und 0.2 wurde dann die dazugehörige Würfeldruckfestigkeit der Querschnitte  $b/d = 24/24$  cm (Bruchlast  $P_u = 1119$  kN) und  $30/30$  cm (Bruchlast  $P_u = 2610$  kN) berechnet.

Die Bereitstellung der Versuchseinrichtung am VTT in Finnland verzögerte sich jedoch, so daß die geplanten Versuche nicht während der Laufzeit des SFB durchgeführt werden konnten.

### 3.3 Versuchseinrichtung

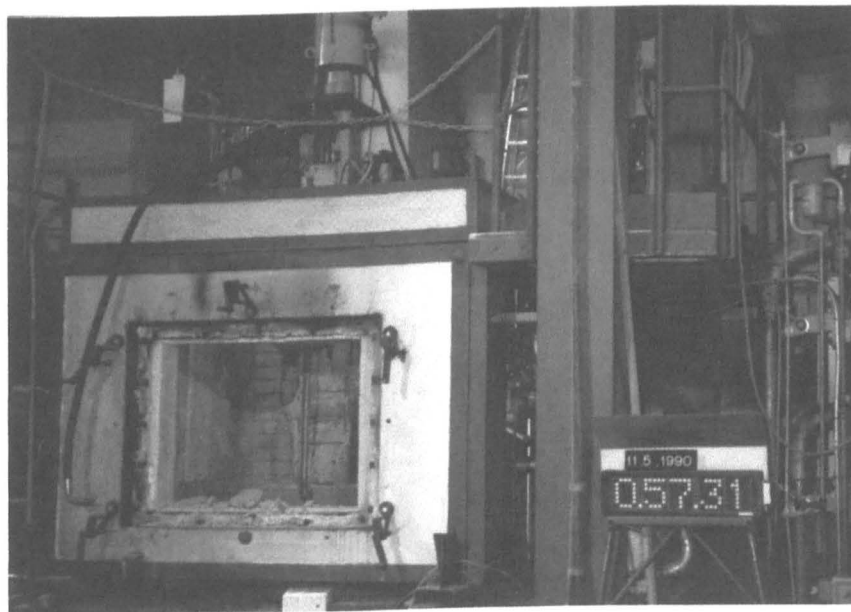
Die Versuchseinrichtung des VTT in Finnland ist auf Bild 1 bis Bild 4 dargestellt.

Bild 1 zeigt den Versuchsstand im Grundriß.



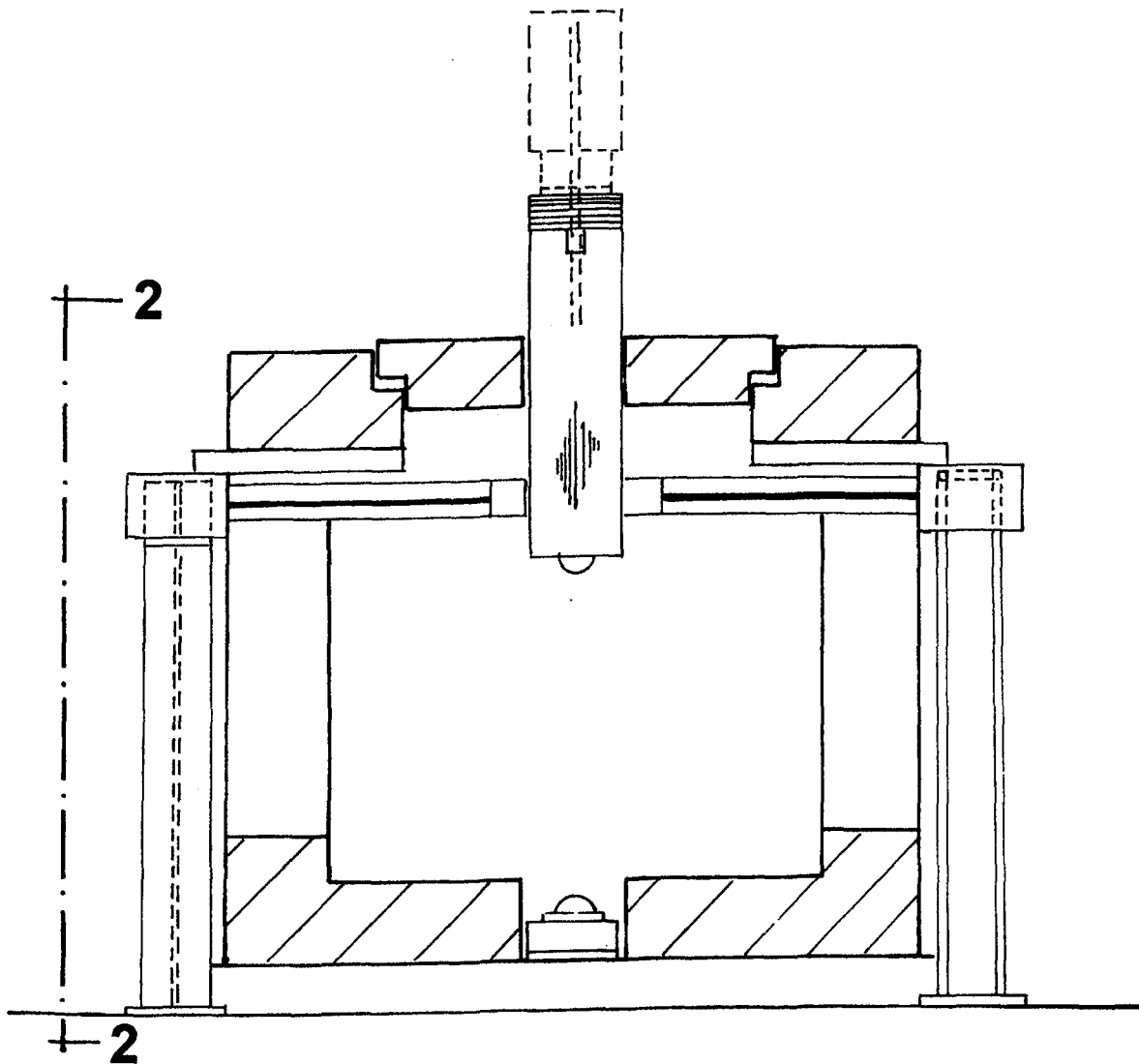
**Bild 1:** Versuchstand im Grundriß

Auf Bild 2 ist der Brandversuchsstand in Finnland in der Ansicht dargestellt.

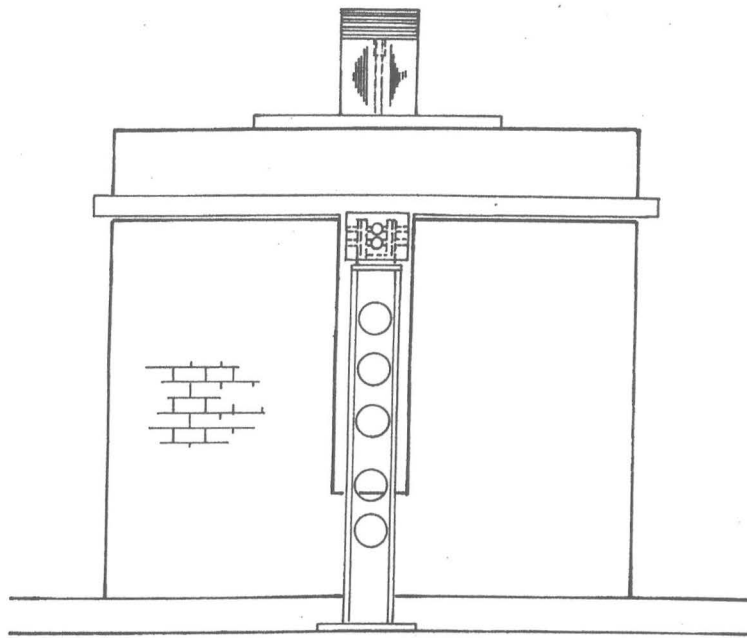


**Bild 2:** Ansicht des Brennofens in Finnland

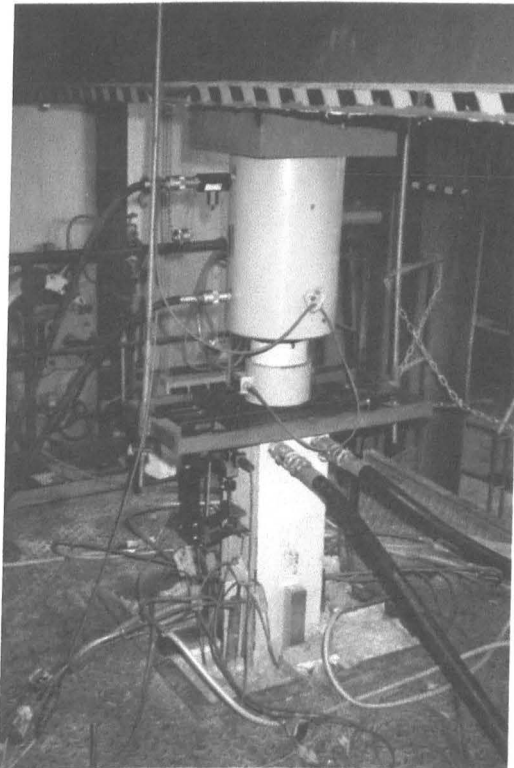
Bild 3 zeigt den Vertikalschnitt 1-1 durch den Brandversuchsstand. Die Belastungseinrichtung (Presse) stützt sich gegen eine Stahltraverse (siehe dazu auch Bild 5), die sich unterhalb der Decke des Versuchsraumes befindet ab. Die Stahlkonstruktion der Versuchseinrichtung (Stahlrahmenkonstruktion), die zeitabhängig die Verformungen kontrollieren bzw. steuern soll, ist skizzenhaft dargestellt. Die Lasten werden durch die Stahlkonstruktion in die Versuchskörper zentriert.



**Bild 3:** Schnitt 1-1



**Bild 4:** Schnitt 2-2 als Ansicht der Versuchseinrichtung



**Bild 5:** Versuchseinrichtung zur Messung der Dehngeschwindigkeit

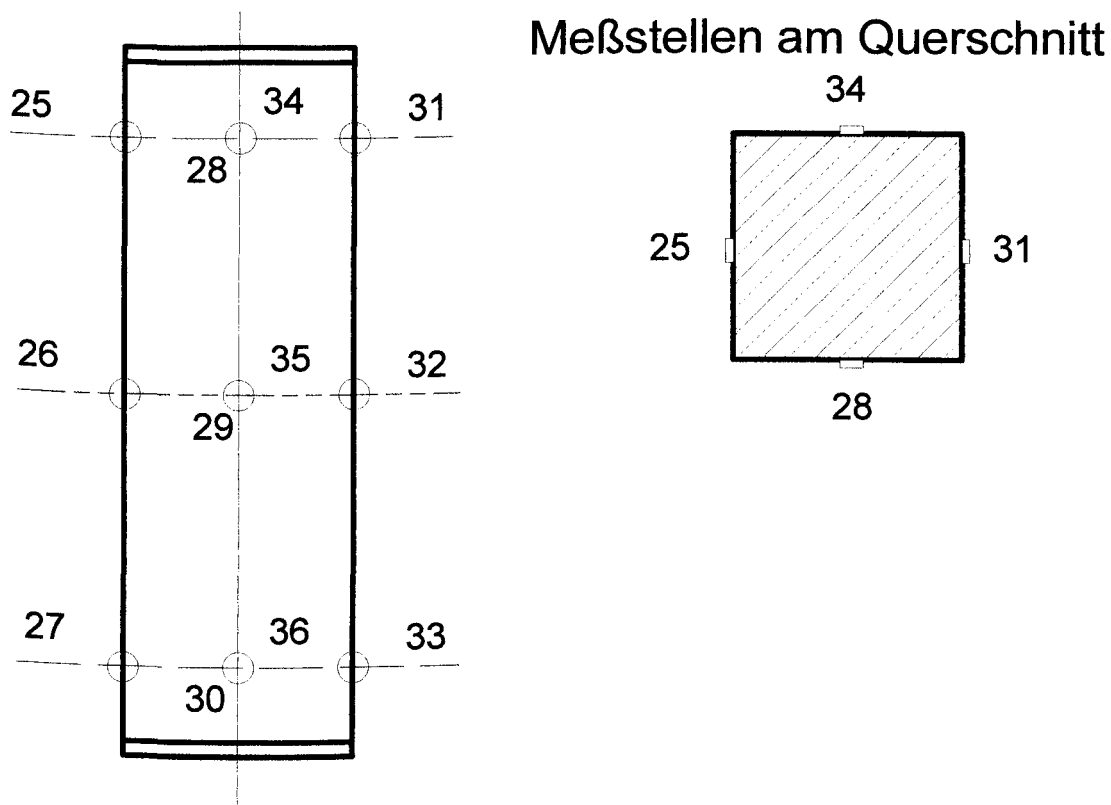
Als weiteren Parameter bei der Versuchsdurchführung war die Messung der Dehngeschwindigkeit durch entsprechende Steuerung der hydraulischen Presse vorgesehen. Dabei sollte sowohl eine völlige Behinderung erzeugt werden, als auch eine Steuerung des Dehnweges über die Zeit oder eine freie Bewegung möglich sein. Bild 5 zeigt den Versuchsaufbau über dem Brennofen.

### 3.4 Technische Daten zur Versuchseinrichtung in Finnland

Temperaturmessungen wurden an 48 verschiedenen Punkten von 0 bis 1350 °C mit einer Genauigkeit von  $\pm 3$  °C vorgenommen.

Die Meßstellennr. 1 bis 8 (NiCrNi Temperaturmeßstellen) wurden in den Drittelpunkten der Stütze an den Eckeisen angebracht, die Meßstellennr. 9 bis 24 waren nicht belegt.

An der Betonoberfläche der Stützen wurden die Meßstellennr. 25 bis 36 angebracht. In Bild 6 ist die Verteilung der Temperaturmeßstellen über den Querschnitt dargestellt. Der Schnitt „Meßstellen am Querschnitt“ zeigt die Anordnung der Meßstellen für das obere Drittel: die Meßstellennr. 25 und 31 wurden links und rechts angebracht, die Meßstellennr. 28 und 34 wurden an der Vorder- bzw., an der Rückfront angebracht. Der Längsschnitt daneben zeigt die Anordnung der Meßstellen für den oberen, den mittleren und den unteren Bereich, wobei die Anordnung der Meßstellennummern für die Vorder- und Rückseite übereinander dargestellt ist.



**Bild 6:** Meßstellenplan für die Betonoberfläche

Die Meßstellennr. 37 bis 48 wurden zur Temperaturmessung im Brandraum genutzt.

Die von der hydraulischen Presse abgegebenen Druckkräfte wurden an 3 Meßstellen im Bereich von  $\pm 25 \text{ Pa}$  [ $10^{-6} \text{ N/mm}^2$ ] mit einer Genauigkeit von 2 Pa gemessen.

Die maximale steuerbare Belastung beträgt 2000 kN. Die Versuchsanlage kann sowohl zug- als auch druckgesteuert betrieben werden.

Verformungen wurden von zwei Seiten der Stütze her gemessen.

3.5 Übersicht über das Versuchsprogramm

Die Versuche am VTT in Finnland wurden vom iBMB aus durch Dipl.-Ing. P. Nause begleitet, der das Versuchsprogramm auch ausgearbeitet hat. In der Tabelle 2 sind die am VTT geprüften Querschnitte und die untersuchten zusätzlichen Parameter zusammengestellt.

Zusätzlich zu dem geplanten Versuchsprogramm (Querschnittsabmessungen von  $b/d = 24/24 \text{ cm}$  und  $30/30 \text{ cm}$ ) wurden auch kleinere Querschnitte mit den Abmessungen  $b/d = 20/20 \text{ cm}$  untersucht.

Abmessungen b/d/l [cm]	Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Belastung	Temperatur- beanspruchung	Temperatur- beanspruchung	Dehngeschwin- digkeit dε/dt
20/20/90	40	20 und 30 % $f_{cm}$	ETK	100k/min- 5k/min	0 und 0,01
24/24/90	20 und 50	20 und 40 % $f_{cm}$	ETK	100k/min- 5k/min	0 und 0,01
30/30/90	40	0 bis 40 % $f_{cm}$	ETK	100k/min- 5k/min	0 bis $\infty$

Tabelle 2: Übersicht Versuchsprogramm

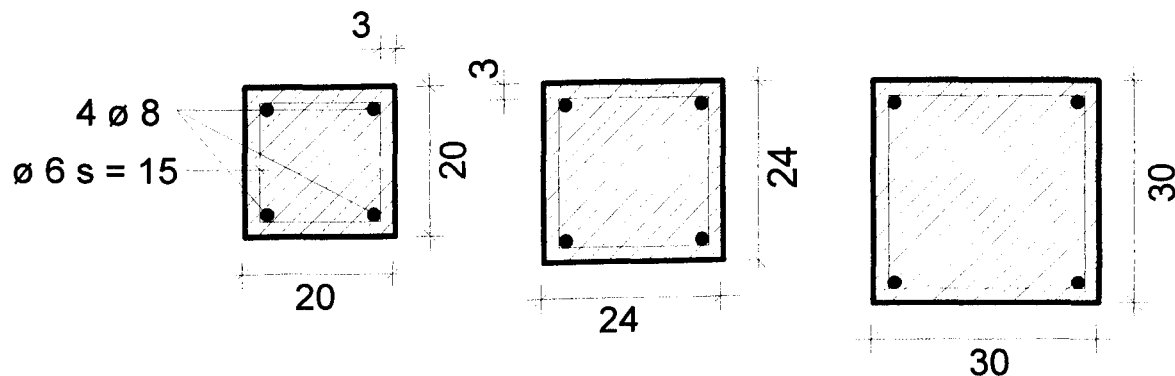
Die endgültige Versuchsnumerierung V1 bis V15 der Versuche, sowie die zugehörigen Versuchsparameter sind der Tabelle 3 im nachfolgenden Kapitel zu entnehmen. Die Bezeichnung des Versuchsparameters „Dehngeschwindigkeit“ beschreibt die im Versuch erzielte Behinderung der Verformung je Minute [%/min].



### 3.6 Versuchsparameter

#### 3.6.1 Einfluß der Querschnittsgeometrie

Im Versuchsprogramm wurden drei verschiedene Querschnitte ( $b/d = 20/20$ ,  $24/24$  und  $30/30$  cm) untersucht. Die Stützenlänge  $l$  für alle Versuche V1 bis V15 betrug  $l = 90$  cm. Bild 7 zeigt die drei geprüften Stahlbetonstützenquerschnitte (symmetrisch angeordnete Tragstäbe  $4 \varnothing 8$  mm, Bügel  $\varnothing 6$  mm  $s = 15$  cm für alle Querschnitte).



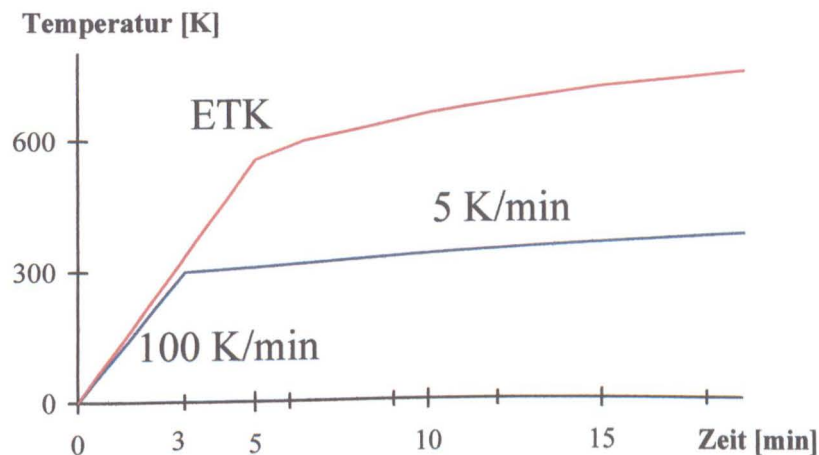
**Bild 7:** Stahlbetonstützenquerschnitte mit Bewehrung  $b/d$  20/20 cm bis 30/30 cm

#### 3.6.2 Einfluß des Betongüte

Ein großer Teil der Versuchskörper (13 von 16) wurde mit einer Druckfestigkeit von  $f_c = 40$  N/mm<sup>2</sup> gefertigt. Um den Einfluß der Betondruckfestigkeit der Stützen auf die Ergebnisse auswerten zu können, wurden zusätzlich auch Versuchskörper mit den Betondruckfestigkeiten von  $f_c = 20$  und  $50$  N/mm<sup>2</sup> untersucht.

### 3.6.3 Einfluß der Temperaturbeanspruchung

Die Erwärmung der Probekörper wurde in den Versuchen nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 und einer selbstgewählten bilinearen Heißgastemperaturbeanspruchung (100k/min und 5k/min, siehe Bild 8) vorgenommen.



**Bild 8:** ETK und bilinearer Temperaturverlauf

Bild 8 zeigt die in Abweichung von der Einheitstemperaturzeitkurve im Versuch gesteuerte Heißgastemperatur im Brandraum, die im weiteren Bericht vereinfacht als bilineare Temperaturbeanspruchung bezeichnet wird.

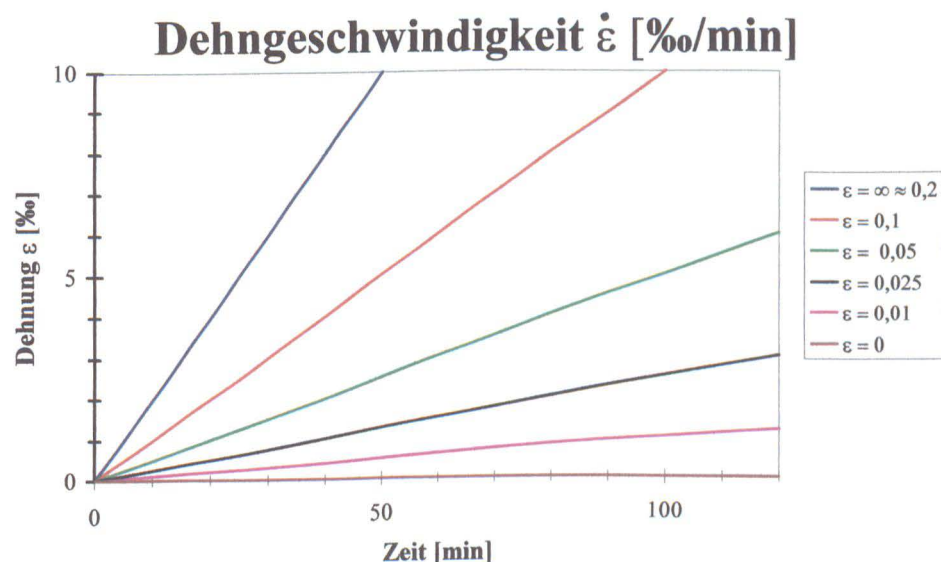
In den ersten drei Minuten dieser Temperaturbeanspruchung wird die Temperatur mit 100 k/min gesteigert, ab 300 °C wird dann nur noch ein Temperaturgradient von 5k/min eingehalten. Die ETK zeigt in den ersten drei Minuten einen Temperaturanstieg auf 335 °C.

### 3.6.4 Einfluß der Vorbelastung

Der E-Modul des Betons ist sowohl von der Temperatureinwirkung als auch von dem vorhandenen Belastungsgrad abhängig. Die Versuchskörper wurden einer zentrischen Anfangsbeanspruchung ausgesetzt, die 20% bis 40% ihrer mittleren Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  entspricht. Bei Versuch V7 wurde keine Anfangslast aufgebracht.

### 3.6.5 Einfluß einer planmäßigen Zwängung

Die Versuchskörper wurden während der Branddauer einer planmäßigen Dehngeschwindigkeit von 0,01 ‰ je Minute bis 0,2 ‰ je Minute ausgesetzt. Um einen Vergleich mit den Ergebnissen der planmäßigen Dehnwegbehinderung zu erhalten, wurden auch Versuche ohne Dehnwegbehinderung (V5 und V7) und mit völlig behinderter Dehnung (V1 bis V4) durchgeführt.



**Bild 9:** Darstellung der Dehngeschwindigkeiten von 0 bis  $\infty$

### 3.6.6 Einfluß der Betonfeuchtigkeit

Die Probekörper wurden unter Umgebungstemperatur ca. 5 Jahre gelagert. Um eine Aussage über den Feuchtegehalt in den Probekörpern treffen zu können, wurde die Ausgleichsfeuchte vor Versuchsbeginn in den Stummelstützen bestimmt.

Für Betonquerschnitte b/d 20/20 cm wurde ein durchschnittlicher Wert von 4,8 % rel. Feuchte gemessen. Für Betonquerschnitte b/d 30/30 cm wurde ein durchschnittlicher Wert von 5,9 % rel. Feuchte gemessen.

Da die Streuung der Werte innerhalb der einzelnen Querschnittsabmessungen gering war, wurde dieser Parameter in das Versuchsprogramm nicht aufgenommen.

### 3.7 Versuchsprogramm

Tabelle 3 zeigt in einer Übersicht die Versuchsbezeichnungen und die dazugehörigen Parameter. Die zweite Spalte „Versuchsnr.“ bezeichnet die am VTT tatsächlich durchgeführten Versuche V1 bis V15. Die erste Zeile gibt lediglich die laufende Nummer in der Tabelle an.

Lfd. Nr.	Versuchs -nr. V	Betonfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$	Dehngeschwindig- keit [%/min]
1	0.1	≈ 40	30/30/90	Kaltversuch		
2	1			ETK	30% $f_{cm}$	0
3	3			bilinear	20% $f_{cm}$	0
4	5			bilinear	20% $f_{cm}$	
5	7			ETK	0	∞
6	8				20% $f_{cm}$	0,01
7	9				20% $f_{cm}$	0,2
8	10				20% $f_{cm}$	0,1
9	11				40% $f_{cm}$	0,01
10	14				30% $f_{cm}$	0,01
11	15			bilinear	20% $f_{cm}$	0,01
12						
13	0.2		20/20/90	Kaltversuch		
14	2			ETK	30% $f_{cm}$	0
15	4			bilinear	20% $f_{cm}$	0
16	6			ETK	20% $f_{cm}$	0,01
17	6a	≈50	24/24/90	ETK	20% $f_{cm}$	0,01
18	0.3			Kaltversuch		
19	12	≈20		ETK	40% $f_{cm}$	0
20	13			bilinear	40% $f_{cm}$	0

**Tabelle 3:** Versuchsparameter der Versuche V1 bis V15

## 4. Meßergebnisse

Die Meßergebnisse der Brandversuche der Versuchsreihe V1 bis V15 am VTT wurden am iBMB von Dipl.-Ing. P. Nause graphisch aufbereitet und sind in den Graphen Versuchsergebnisse 1 bis Versuchsergebnisse 16 auf den folgenden Seiten aufgetragen.

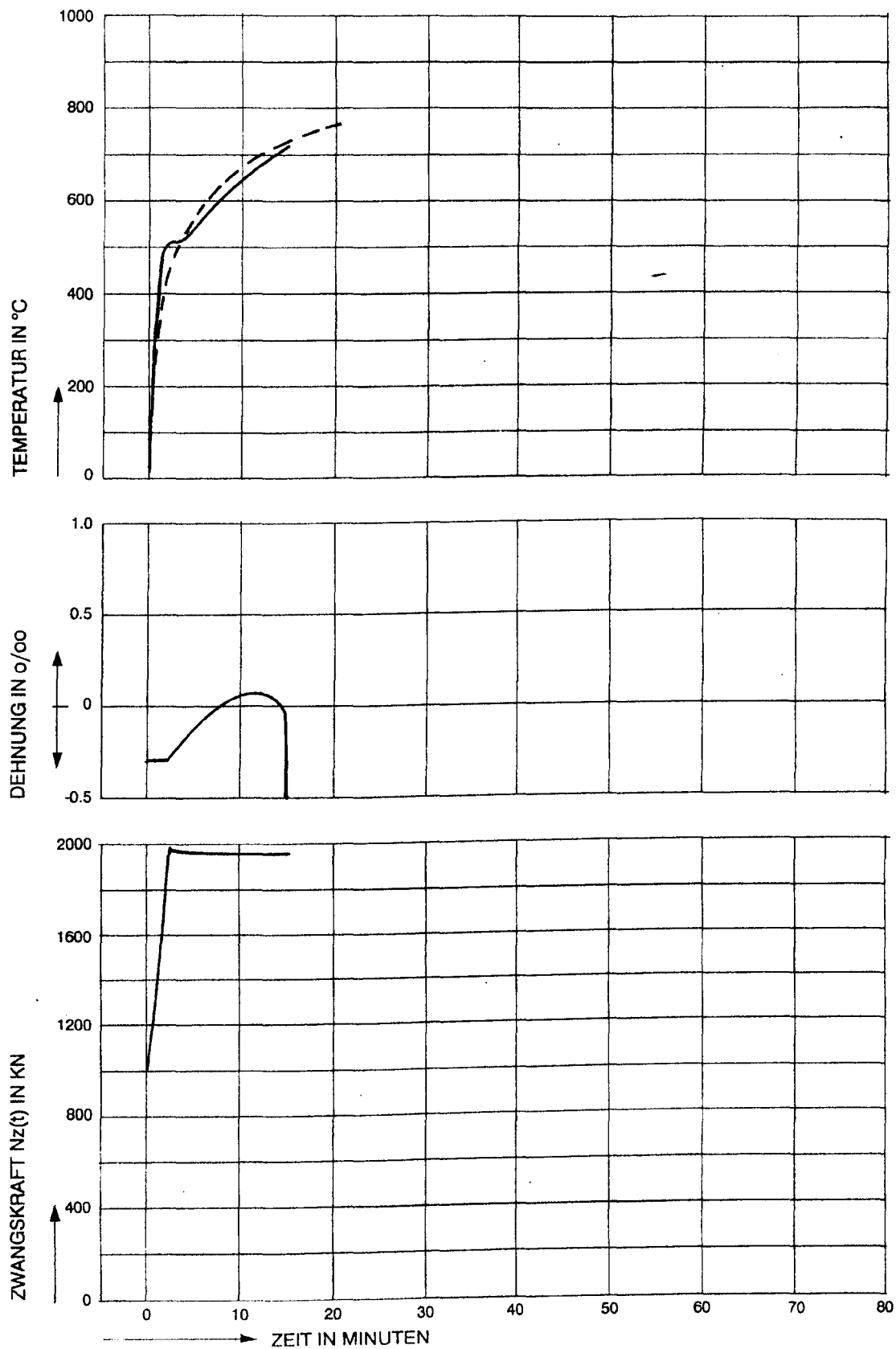
### 4.1 Graphische Darstellung

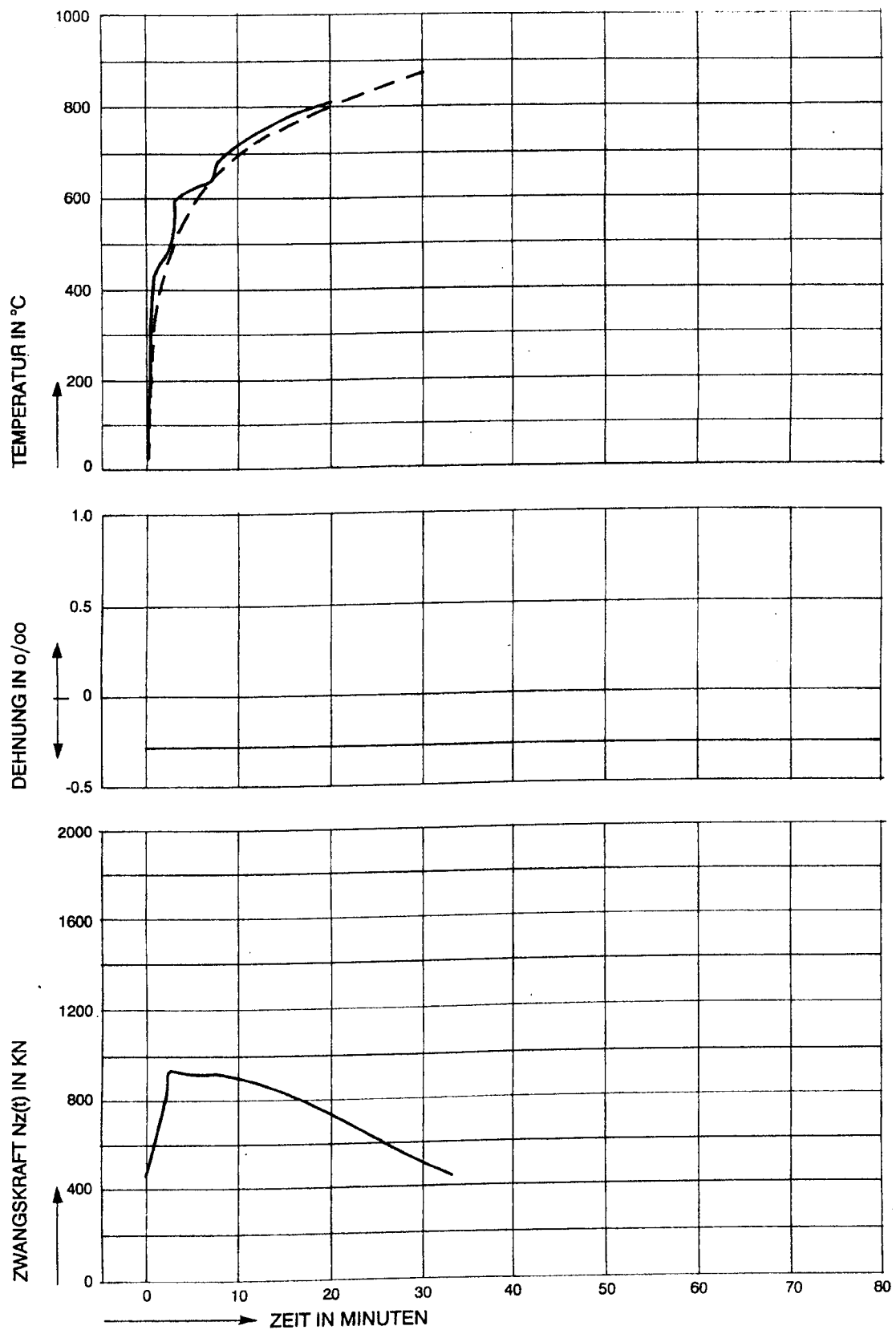
Je Versuch sind in Abhängigkeit von der Zeit ( $t = 0$  bis 80 Minuten) in drei übereinander angeordneten Graphen die gemessenen Temperaturen, die gemessenen Dehnungen und die gemessene Zwangskraft (in kN) dargestellt.

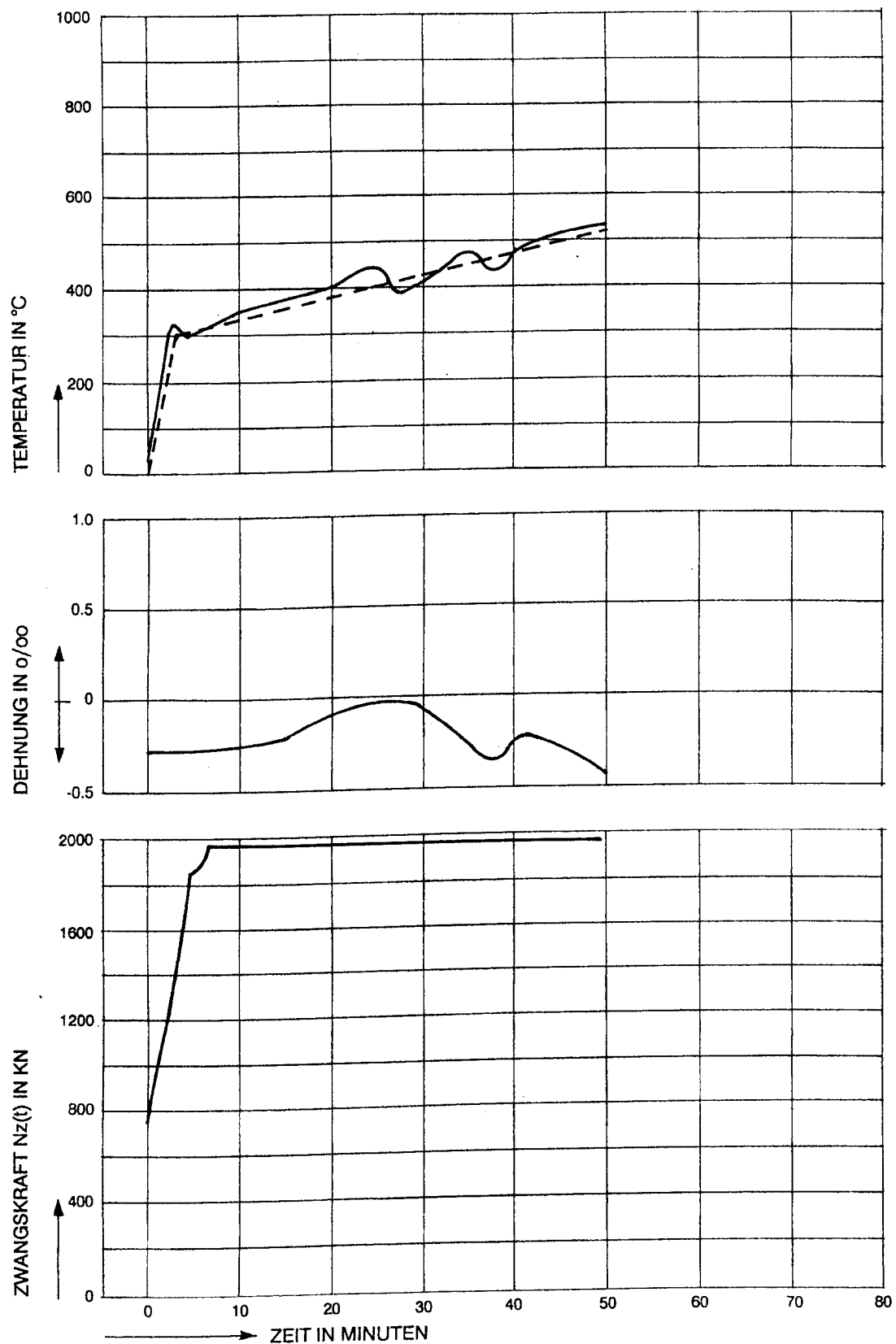
Der obere Graph zeigt die gemessenen Temperaturen auf der Ordinate (die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 oder die selbstgewählten „bilineare“ Heißgastemperaturbeanspruchung), auf der Abszisse ist die dazugehörige Zeit aufgetragen. Es sind jeweils zwei Kurven dargestellt. Die durchgezogene Linie stellt die im Versuch gemessenen Temperaturen, die gestrichelte Linie stellt die geforderten Werte dar.

Der Graph in der Mitte der Seite zeigt über der Ordinate, die im Versuch gemessenen Dehnungen in ‰ je Minute, auf der Abszisse ist wiederum die dazugehörige Zeit abzulesen.

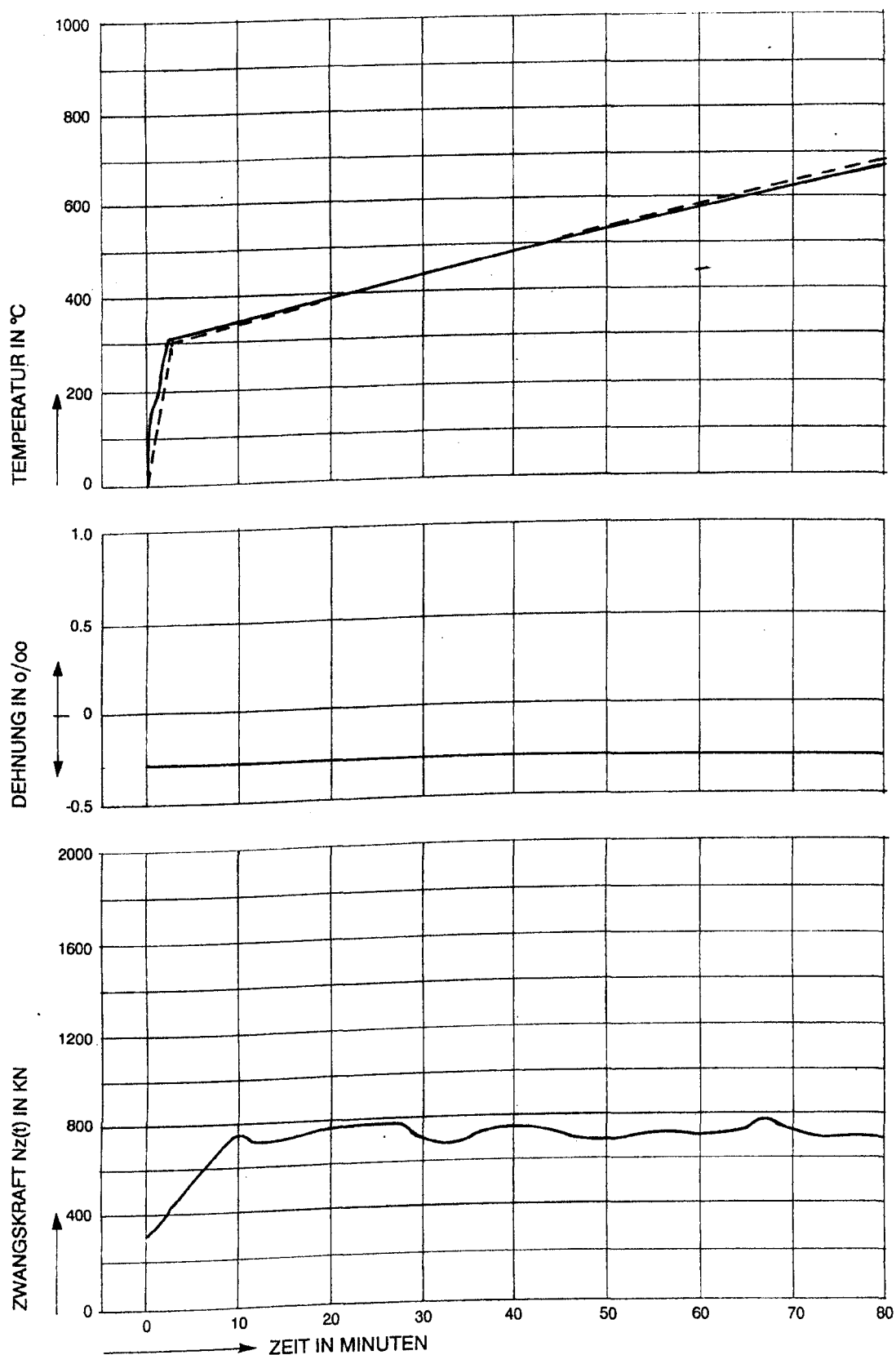
Der untere Graph stellt in Abhängigkeit von der Zeit (auf der Abszisse dargestellt) die gemessenen Zwangskräfte in kN auf der Ordinate dar.

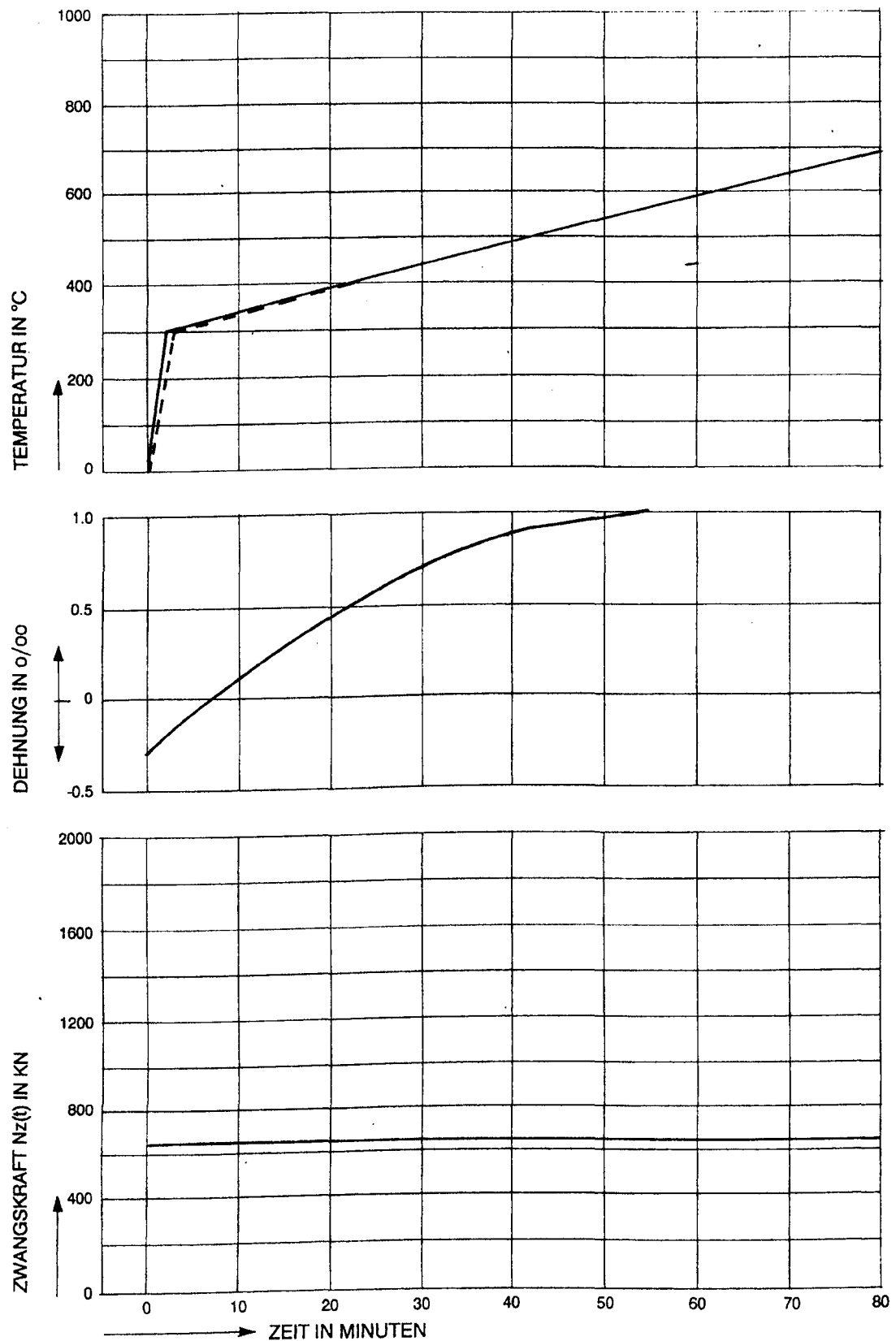
**Versuchsergebnisse 1: Versuch V1**

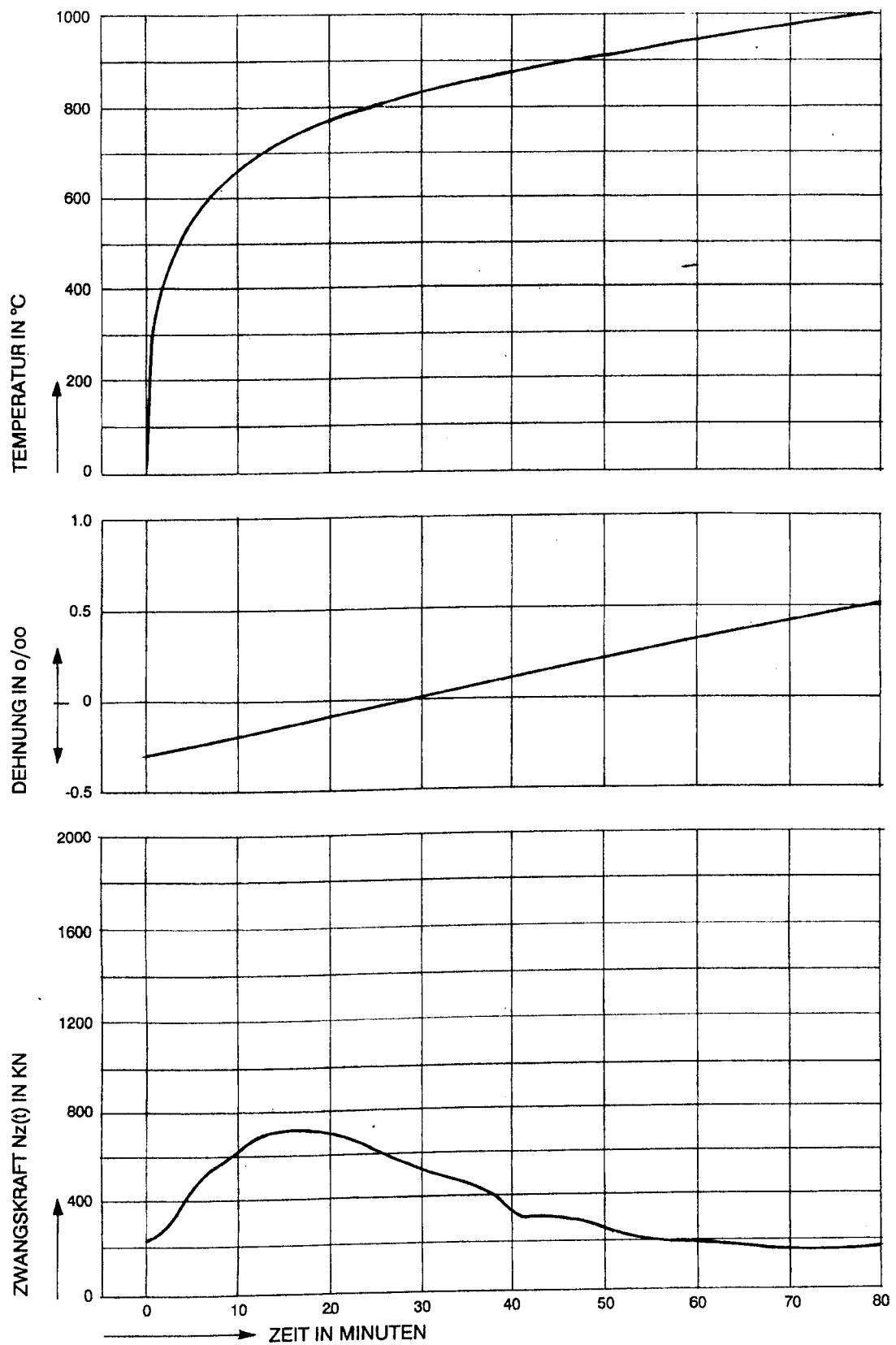
**Versuchsergebnisse 2: Versuch V2**

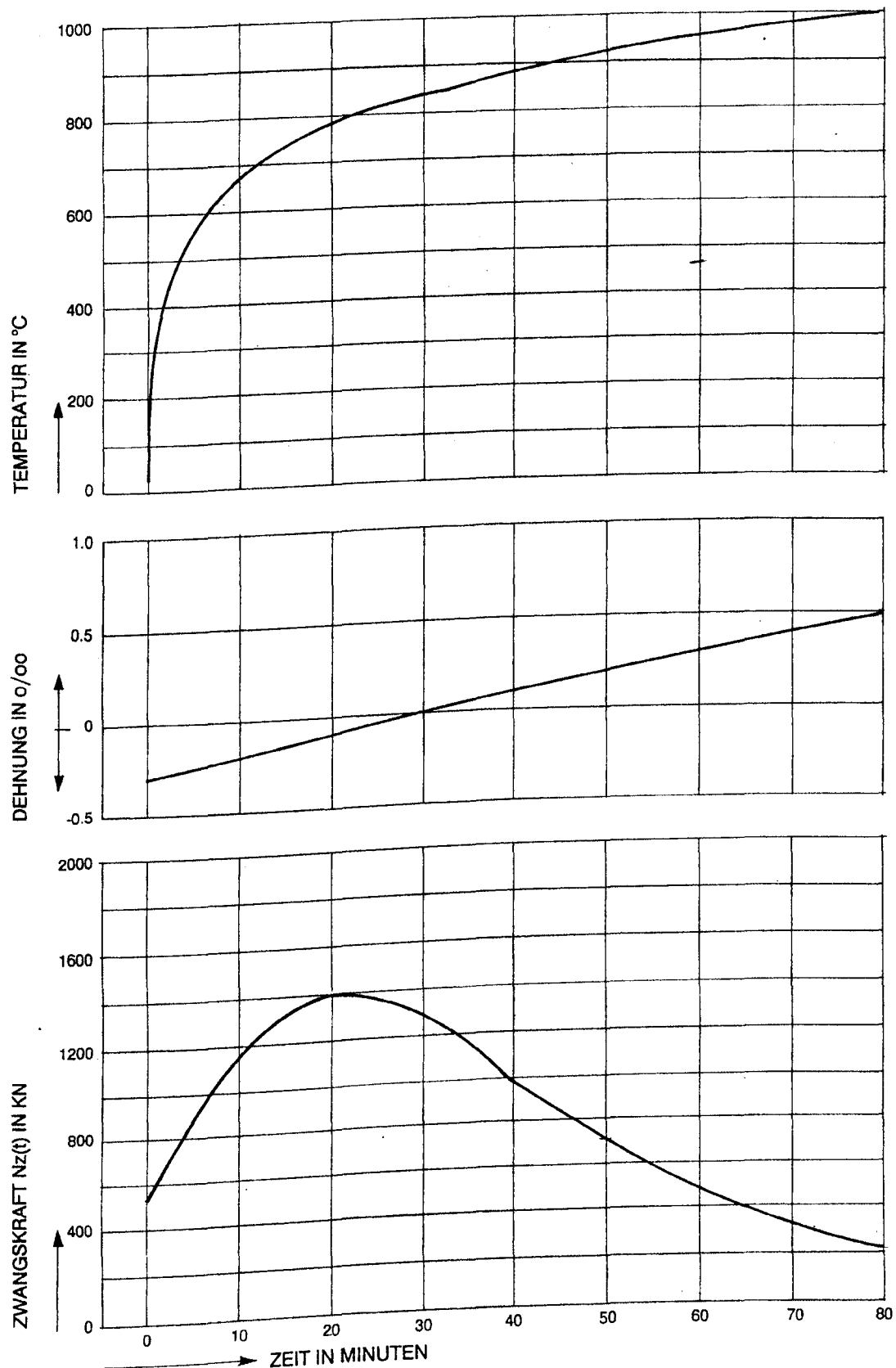
**Versuchsergebnisse 3: Versuch V3**

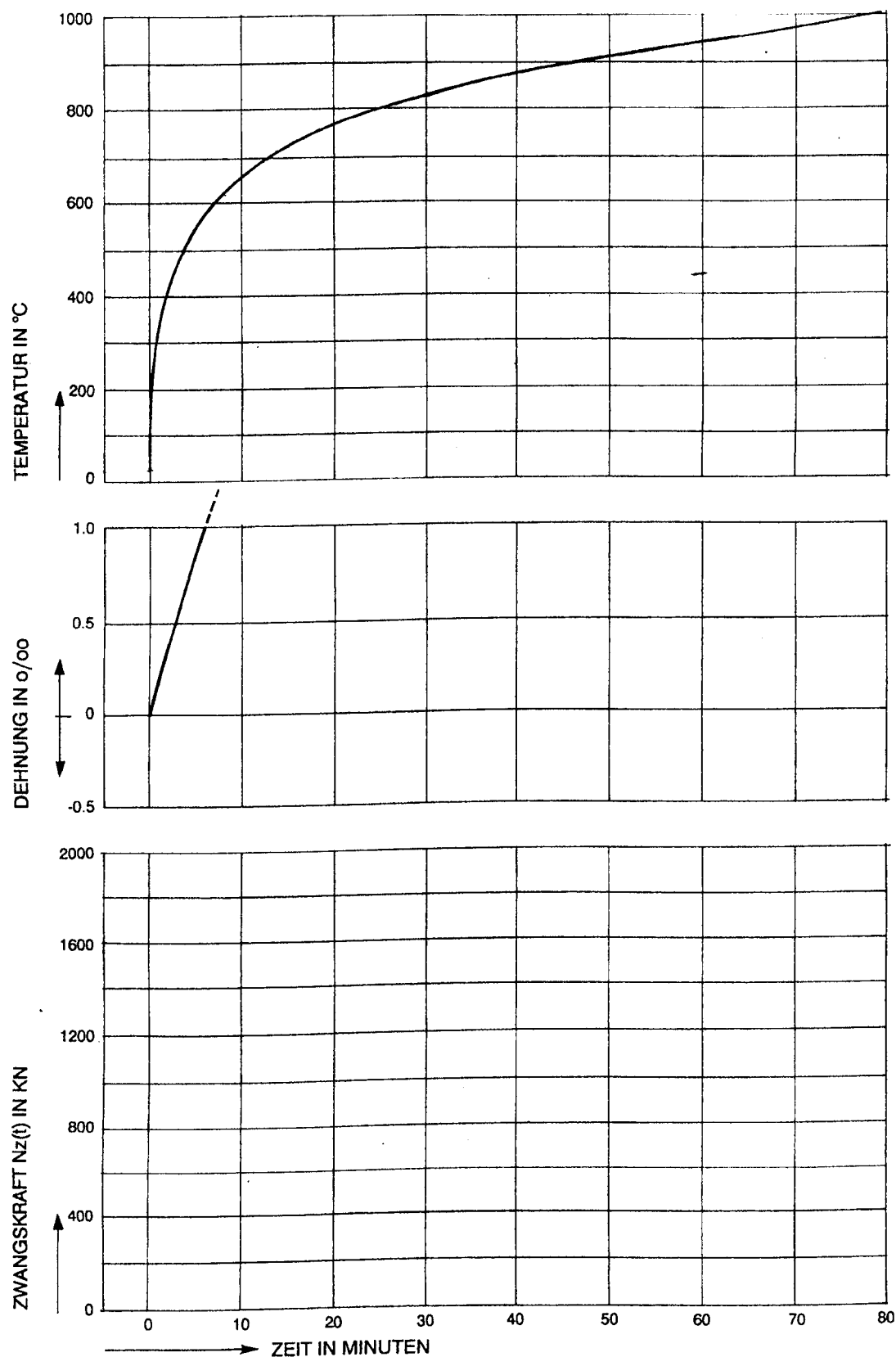


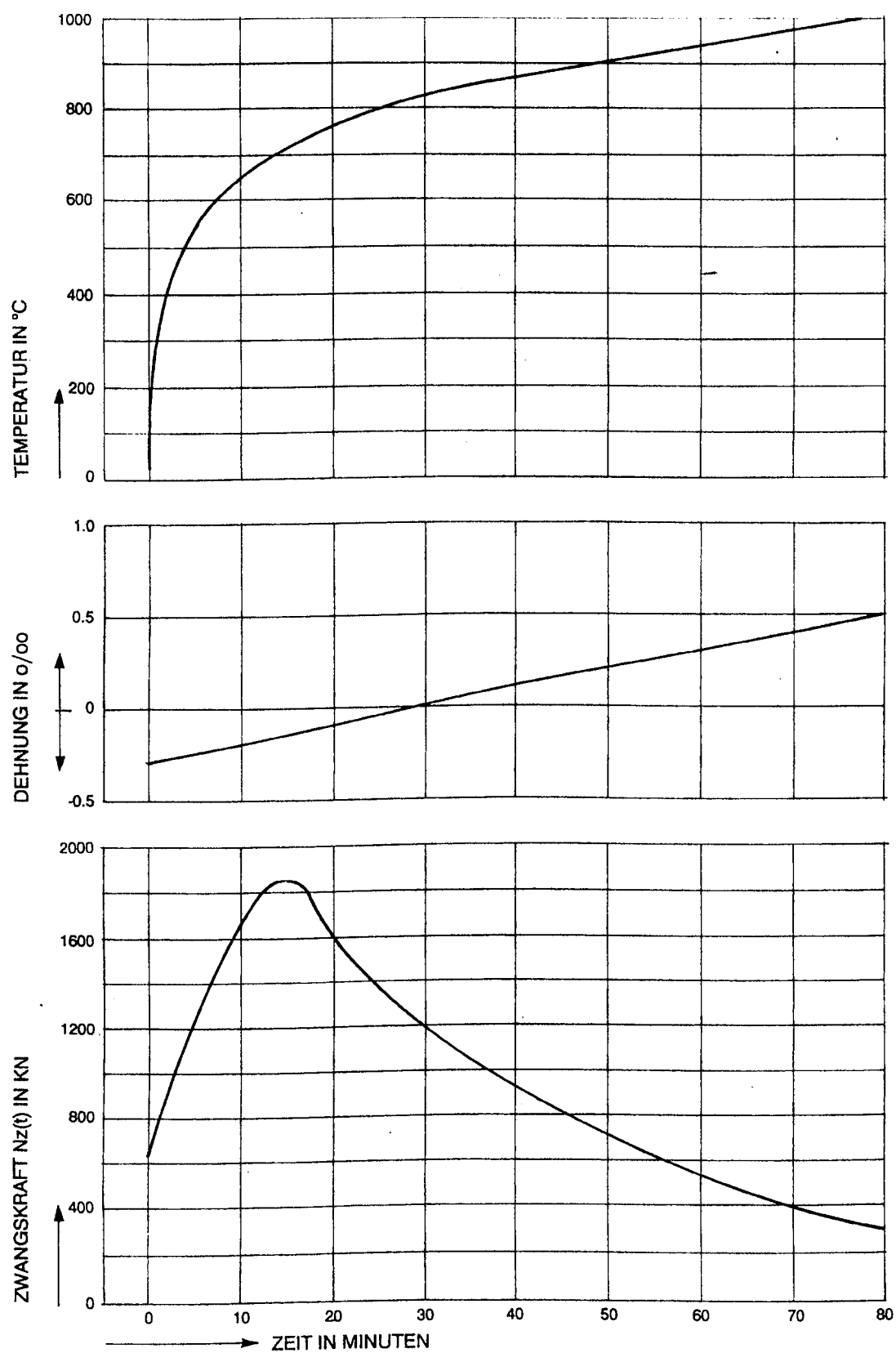
**Versuchsergebnisse 4: Versuch V4**

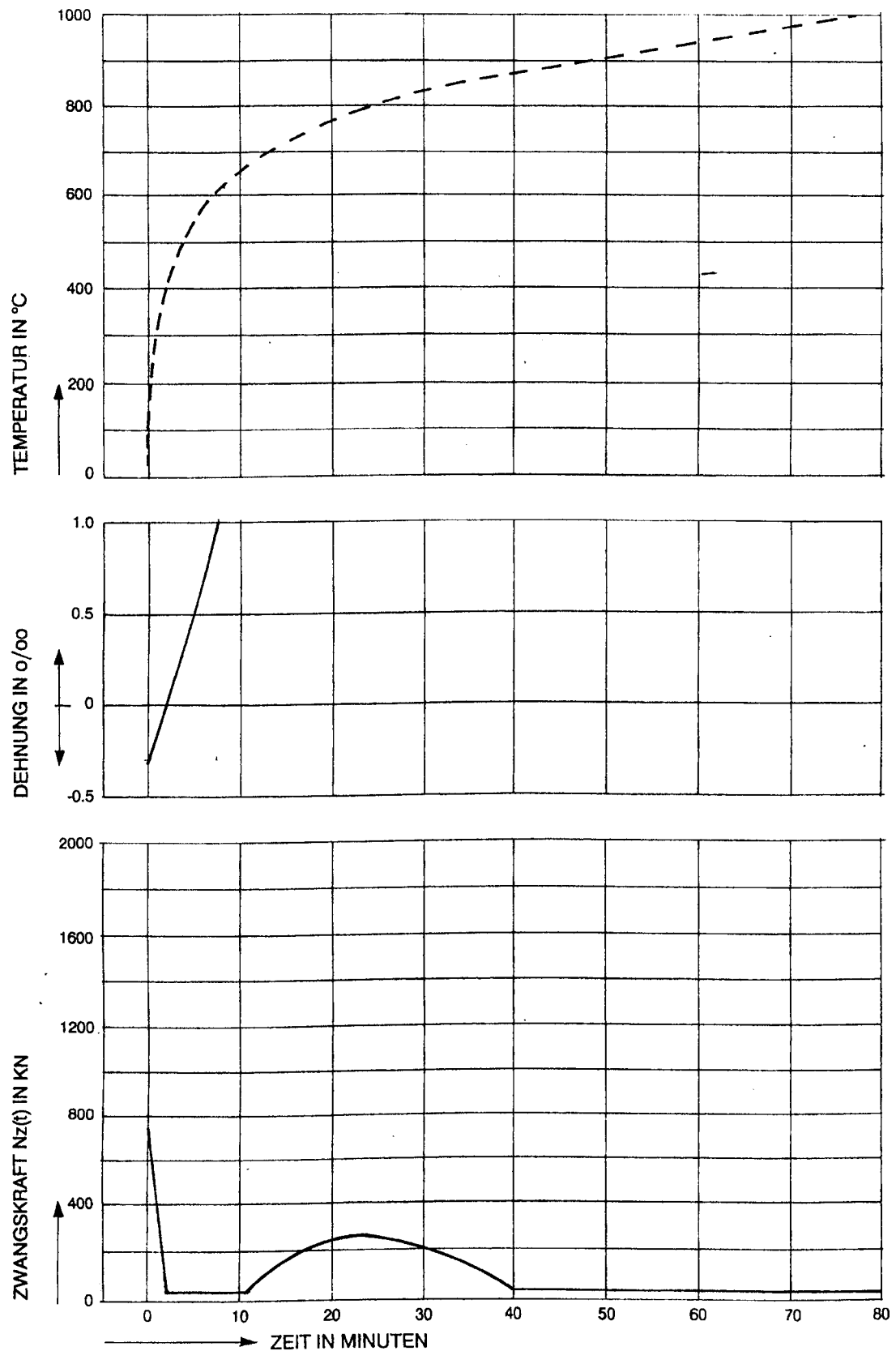
**Versuchsergebnisse 5: Versuch V5**

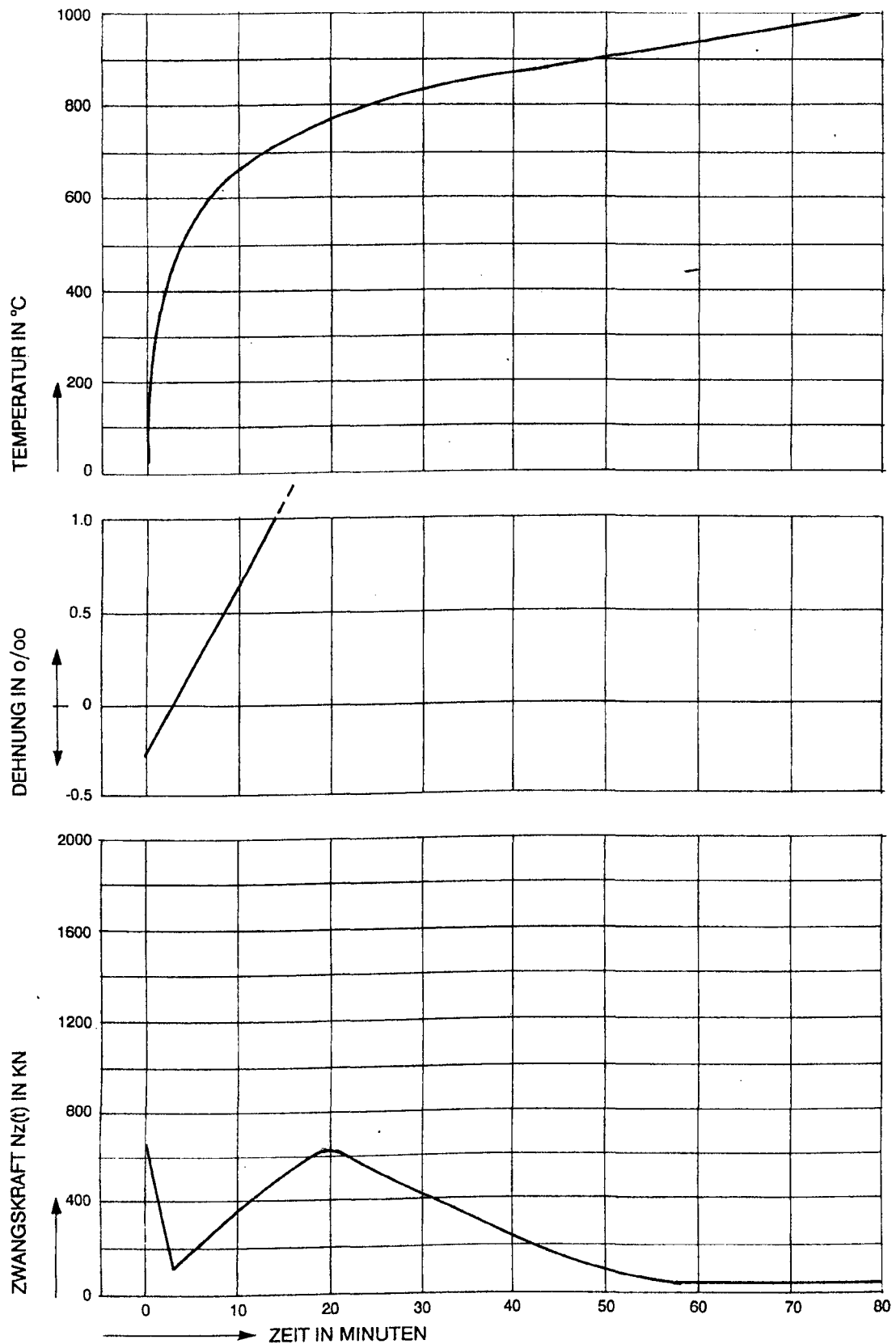
**Versuchsergebnisse 6: Versuch V6**

**Versuchsergebnisse 7: Versuch V6a**

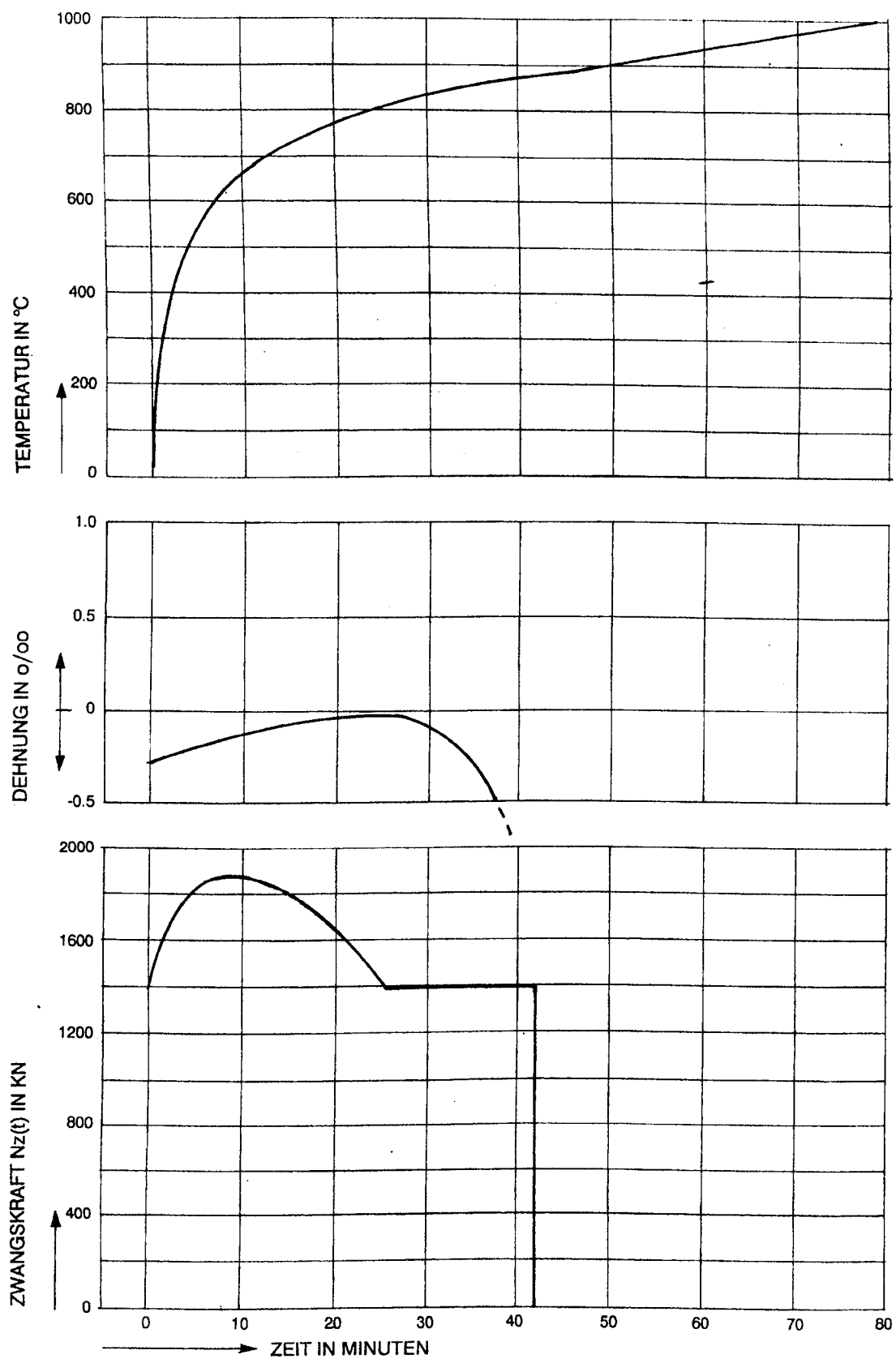
**Versuchsergebnisse 8: Versuch V7**

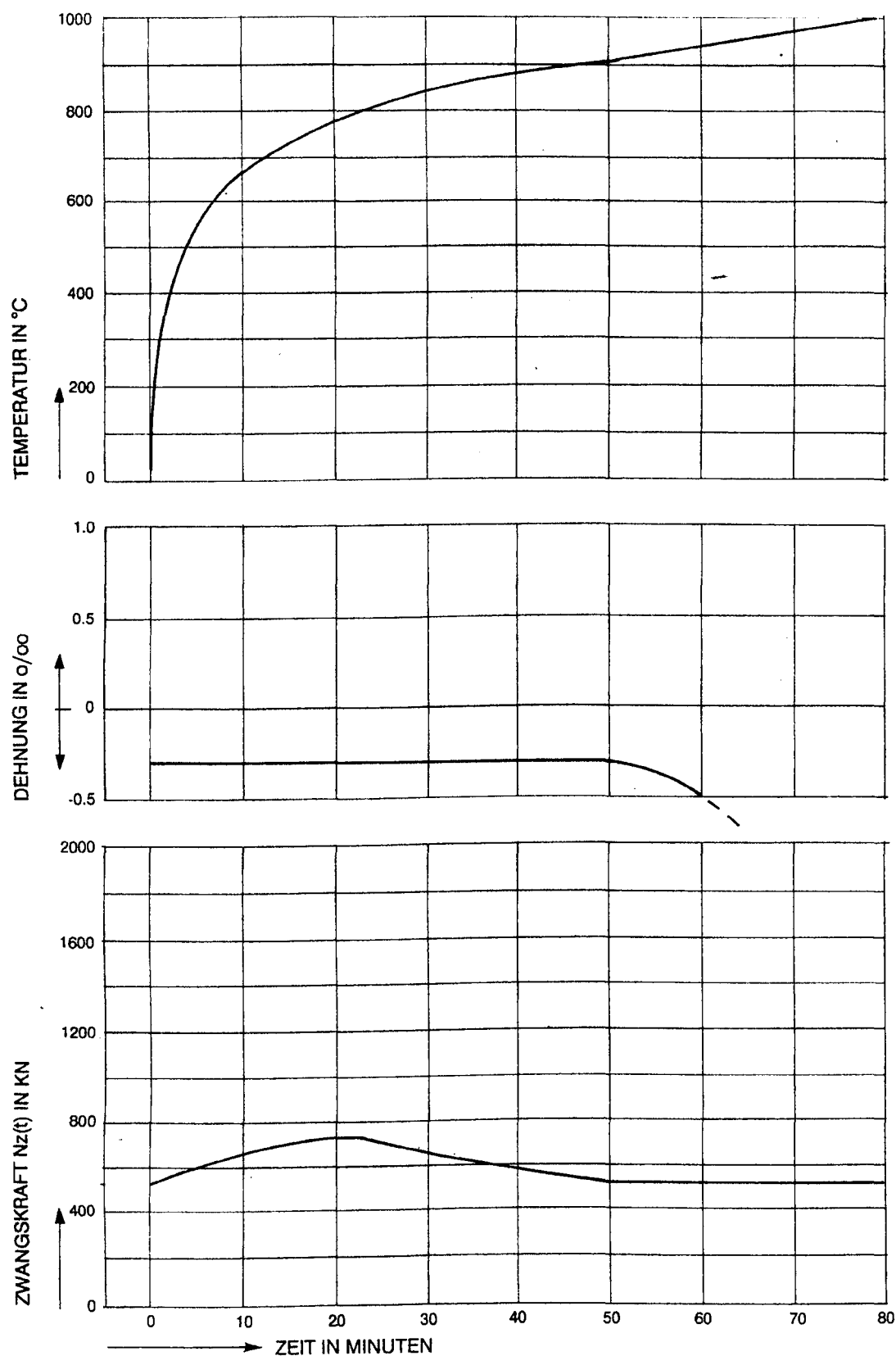
**Versuchsergebnisse 9: Versuch V8**

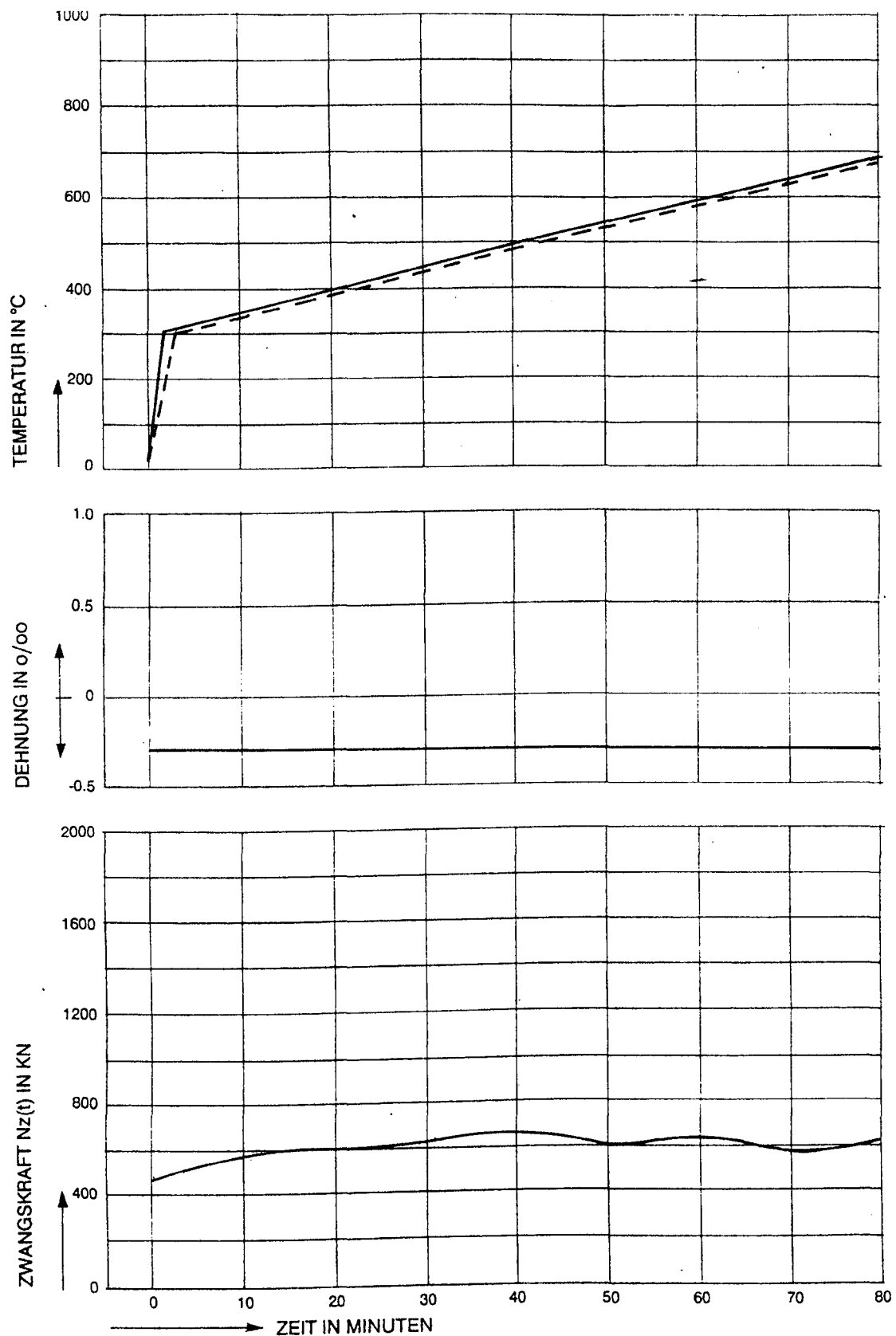
**Versuchsergebnisse 10: Versuch V9**

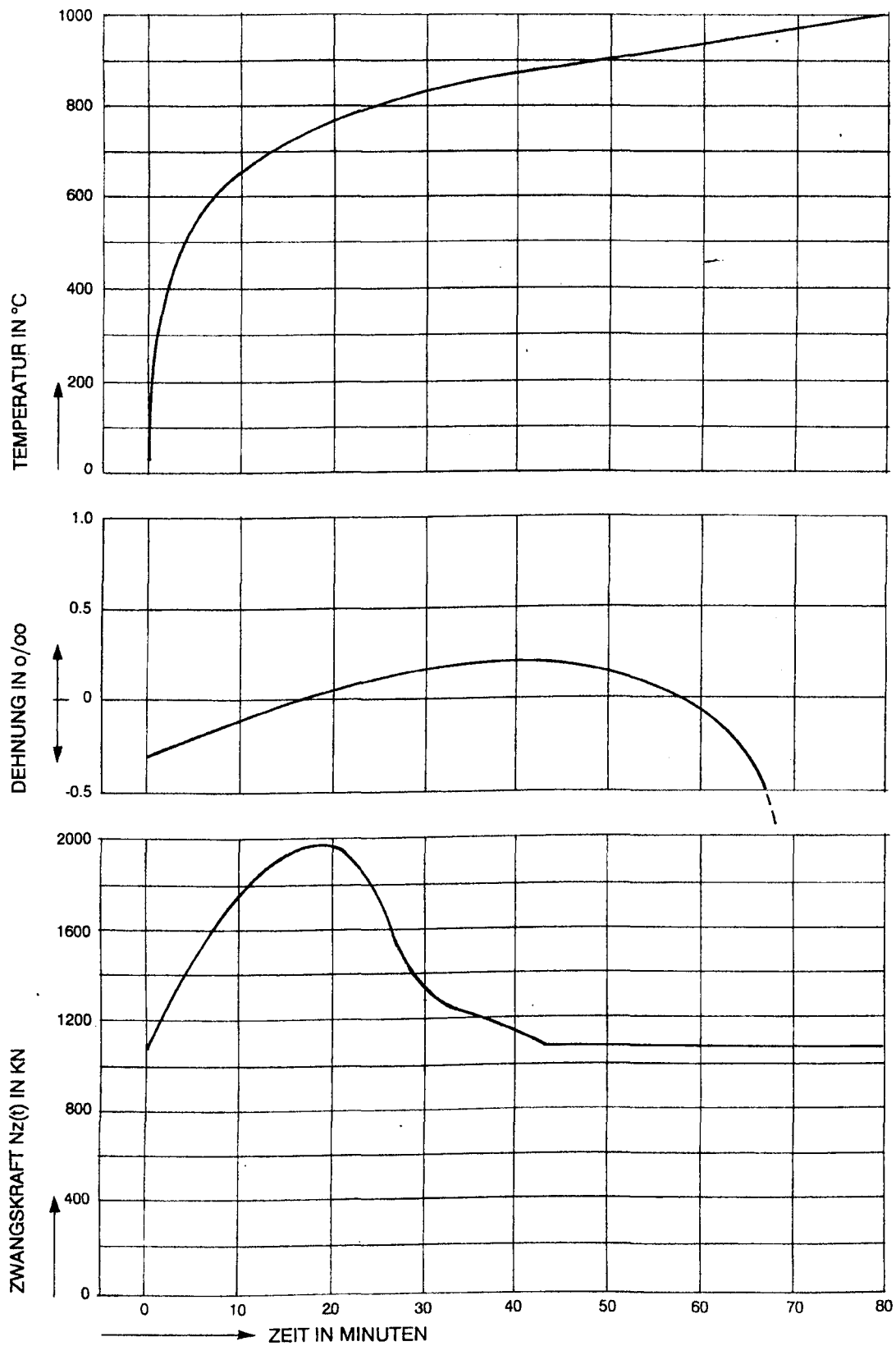
**Versuchsergebnisse 11: Versuch V10**

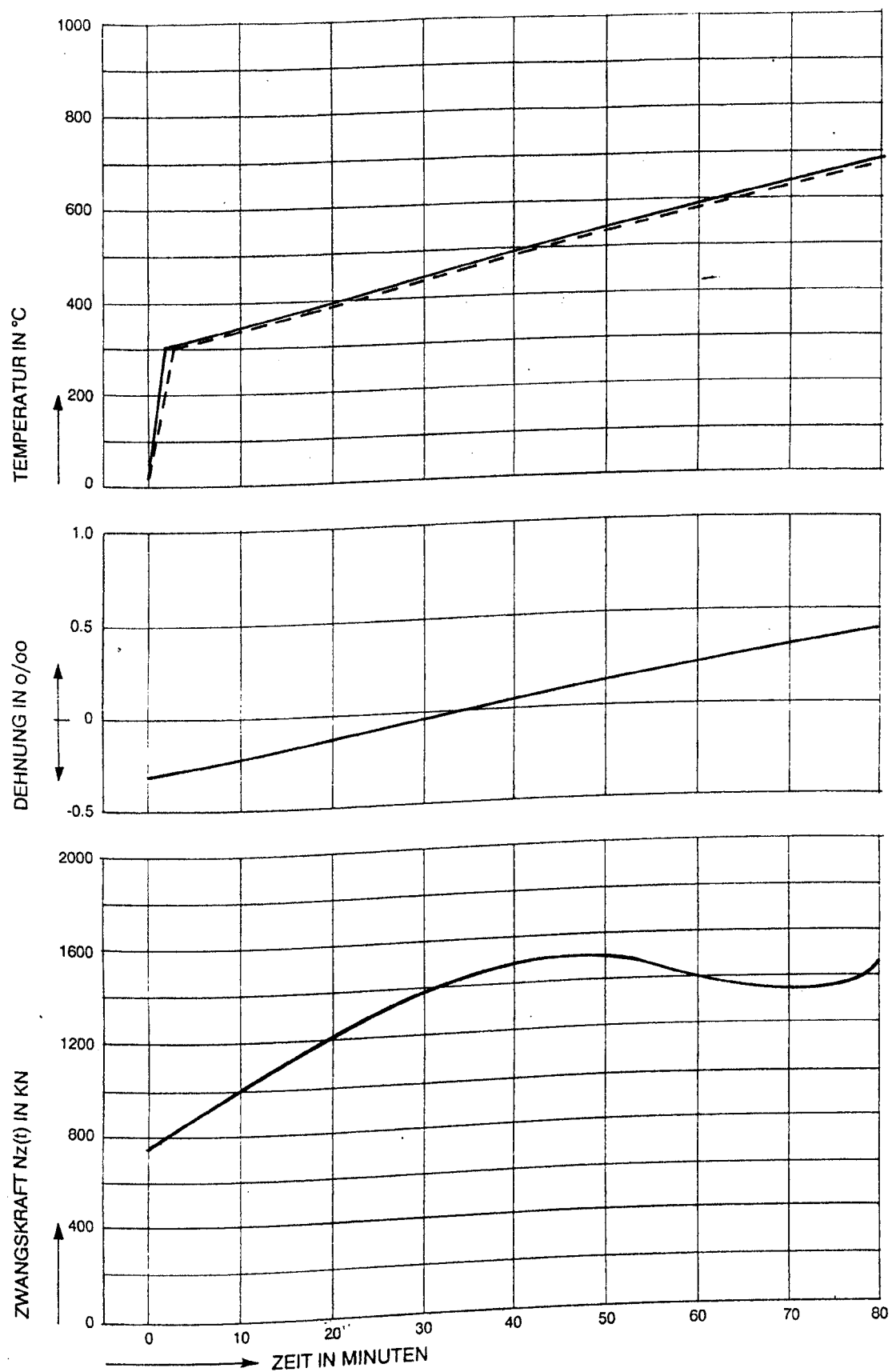


**Versuchsergebnisse 12: Versuch V11**

**Versuchsergebnisse 13: Versuch V12**

**Versuchsergebnisse 14: Versuch V13**

**Versuchsergebnisse 15: Versuch V14**



Versuchsergebnisse 16: Versuch V15

## **4.2 Hinweise zu den Versuchsergebnissen**

Der mittlere Graph zu Versuch 1 zeigt Verformungen über die Zeit. Im Versuchsprogramm geplant war eine völlige Verformungsbehinderung (Dehngeschwindigkeit = 0). Der Verlauf der Verformungen - waagerecht erwartet für Dehngeschwindigkeit = 0 - steigt langsam an bis zum Abbruch des Versuchs nach 15 Minuten.

Erklären läßt sich dieser Verlauf aus der unzureichende Berücksichtigung der zusätzlichen Verformungen in der Abstützkonstruktion für den 1. Versuch.

Der mittlere Graph zu Versuch 2 zeigt den gewünschten waagerechten Verlauf der gemessenen Dehnungen. Der Versuchsparameter „Dehngeschwindigkeit“ war auch hier zu Null geplant.

Der mittlere Graph zu Versuch 3 zeigt wiederum keinen (Dehngeschwindigkeit = 0) waagerechten Verlauf, wie er eigentlich zu erwarten war. Auch hier sind zusätzliche Verformungen in der Abstützkonstruktion aufgetreten.

Die gemessenen Zwangskräfte der vier Versuche liegen im Versuch 1 und Versuch 3 bei ca. 2000 kN, im Versuch 2 und Versuch 4 bei ca. 800 kN.

Die technische Daten der Versuchseinrichtung am VTT geben eine max. steuerbare Belastung von 2000 kN an. Im Versuch 1 und Versuch 4 werden diese Grenzwerte erreicht, so daß deshalb keine zuverlässigen Meßwerte aufgenommen werden konnten.

#### 4.3 Versuchsergebnisse im Bild



**Bild 10:** Stummelstütze im Brandofen nach dem Versuch  
Bild 10 zeigt einen Versuchskörper, noch im Brandofen eingebaut, nach Beendigung des Brandversuches.



**Bild 11:** Versuchskörper zu Versuch V2

Bild 11 zeigt den Versuchskörper V2 ausgebaut nach dem Brandversuch.

## 5. Auswertung der gemessenen Zwangskraft (Traglast $P_{FI}$ )

In den nachfolgenden Diagramm 1 bis Diagramm 16 sind die Ergebnisse der Versuche V1 bis V15 in Abhängigkeit von der Zwangskraft nochmals graphisch dargestellt. Der Einfluß der Versuchsparameter:

Betonfestigkeit (Betondruckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> bis 50 N/mm<sup>2</sup>),

Querschnittsgeometrie ( $b/d = 20/20, 24/24$  und  $30/30$  cm),

Temperaturbeanspruchung (Einheitstemperaturkurve bzw. bilinearer Temperaturverlauf (siehe Bild 8)),

Anfangsbelastung (zentrische Lasteinleitung bezogen auf die Betondruckfestigkeit von 0% bis 40%),

Dehngeschwindigkeit (0 bis  $\infty$  in %/min),

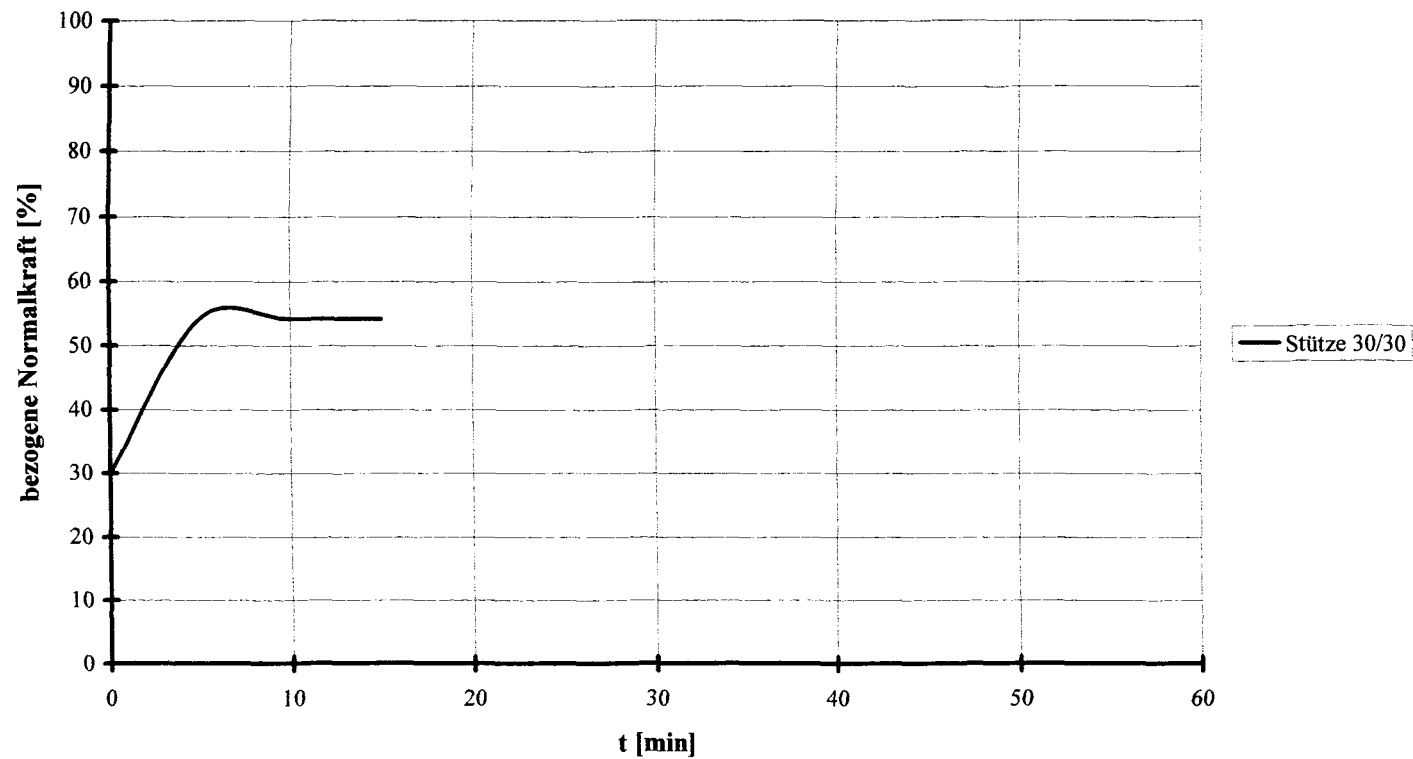
wird über die bezogene Normalkraft  $P_{FI}$  in Diagrammen dargestellt. Der Nenner beschreibt dabei die Bruchlast der Stahlbetonstütze unter Normaltemperatur (bei 20°C).

$$\text{bezogene Normalkraft} = \frac{\text{Zwangskraft } N_{z(t)} * 100}{f(20^\circ \text{C}) * b * d} \text{ in \%}$$

Auf der Abszisse ist die Dauer der Brandbeanspruchung in Minuten angegeben, auf der Ordinate ist die bezogene Normalkraft in % (bis max. 100%) aufgetragen. Unterhalb der Diagramme 1 bis 16 sind für die Versuche V1 bis V15 jeweils die zugehörigen Parameter in Tabellenform angegeben.



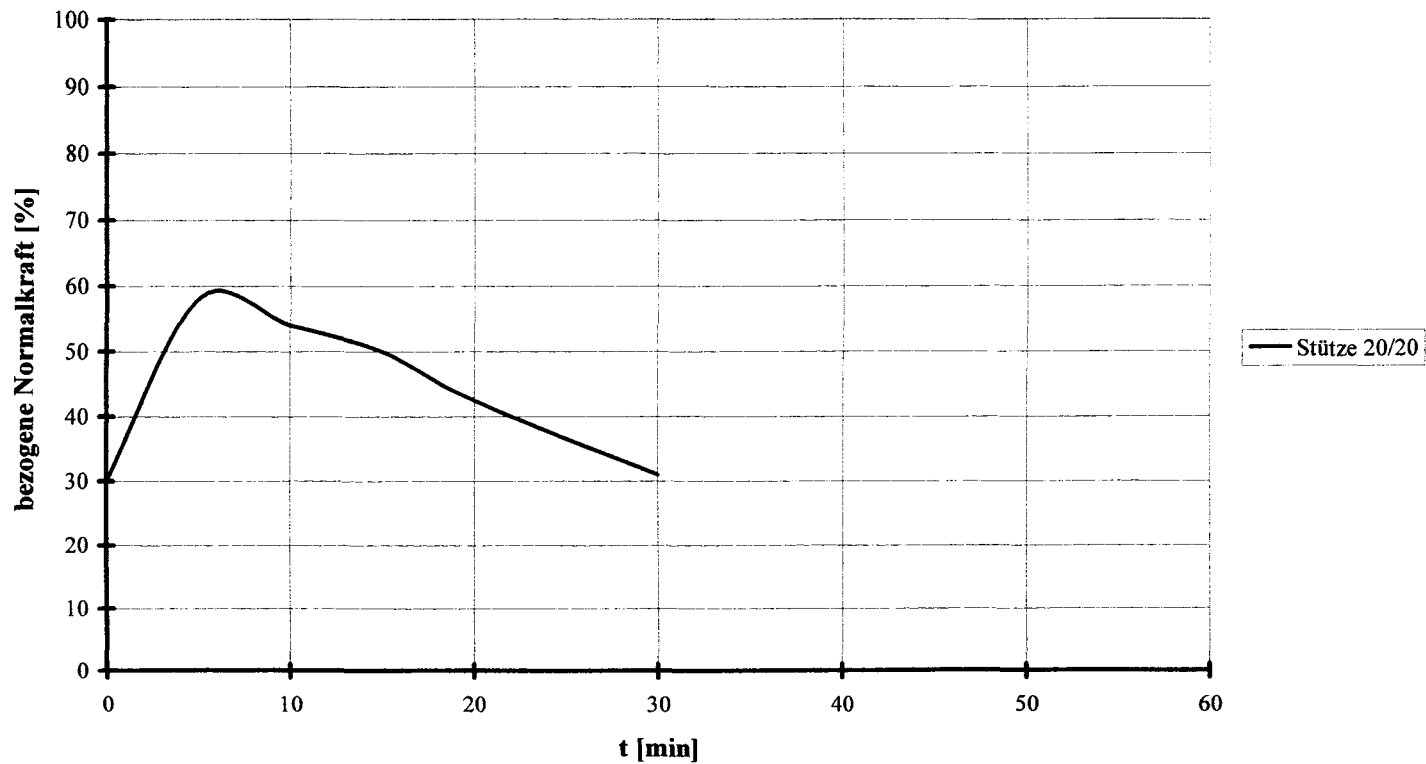
Stahlbetonstützen Versuch V1



Versuch	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V1	40	30/30/90	ETK	30%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 1: Versuch 1

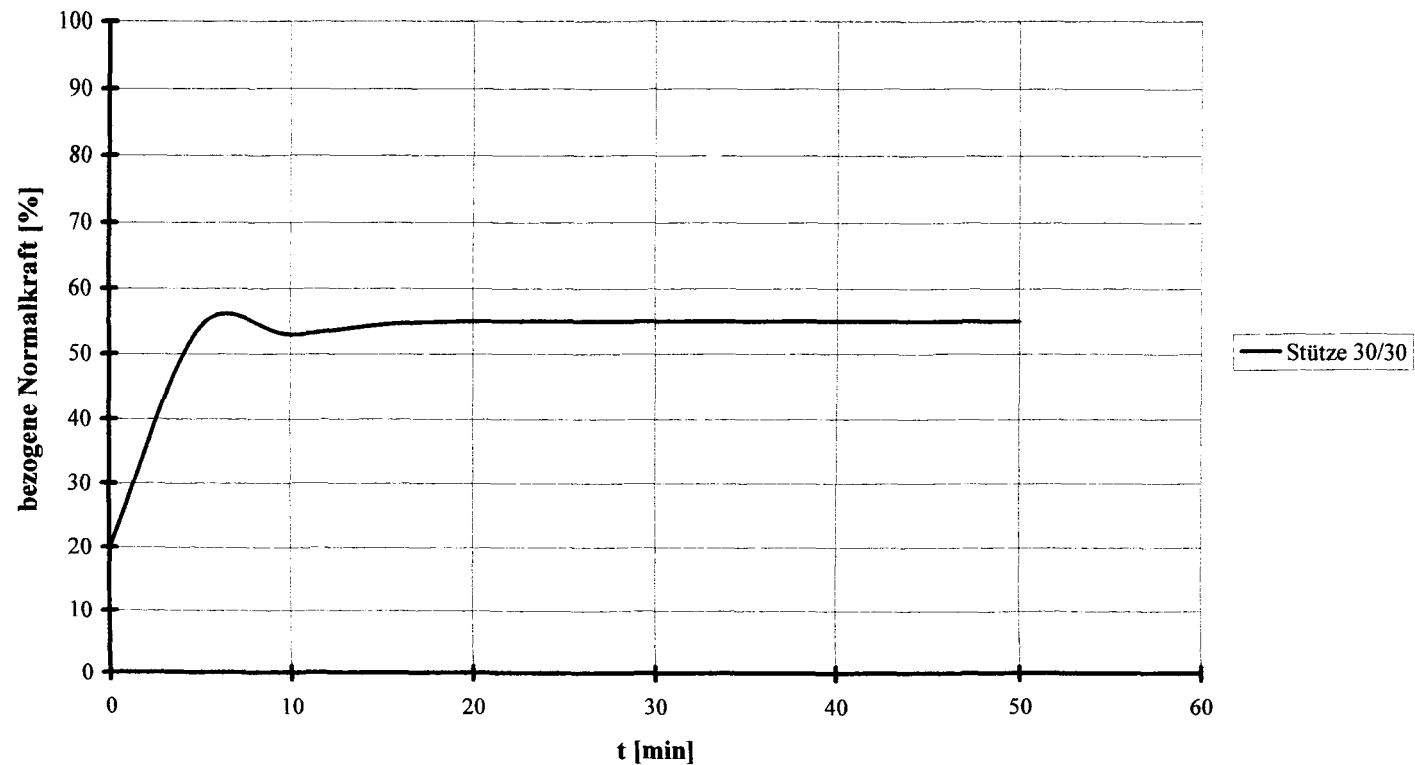
Stahlbetonstützen Versuch V2



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V2	40	20/20/90	ETK	30%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 2: Versuch 2

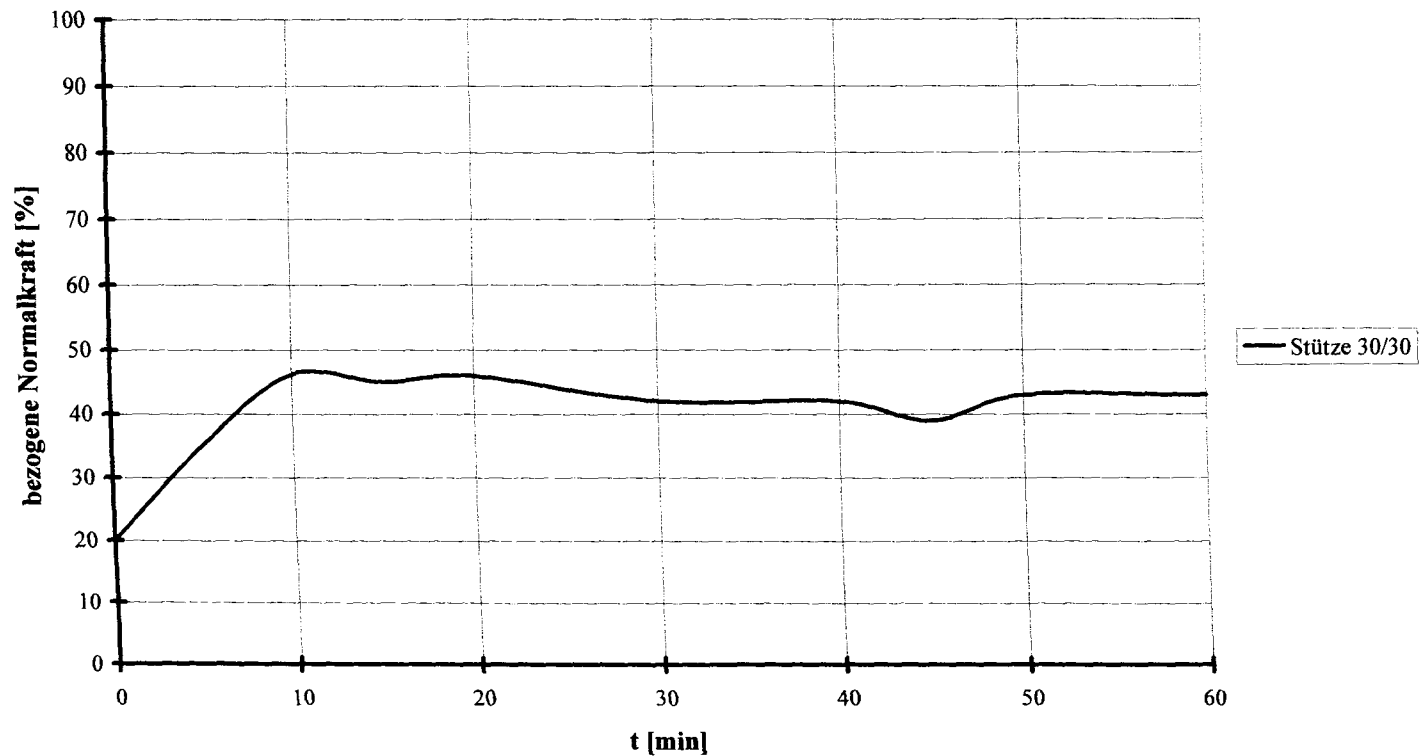
## Stahlbetonstützen Versuch V3



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V3	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 3: Versuch 3

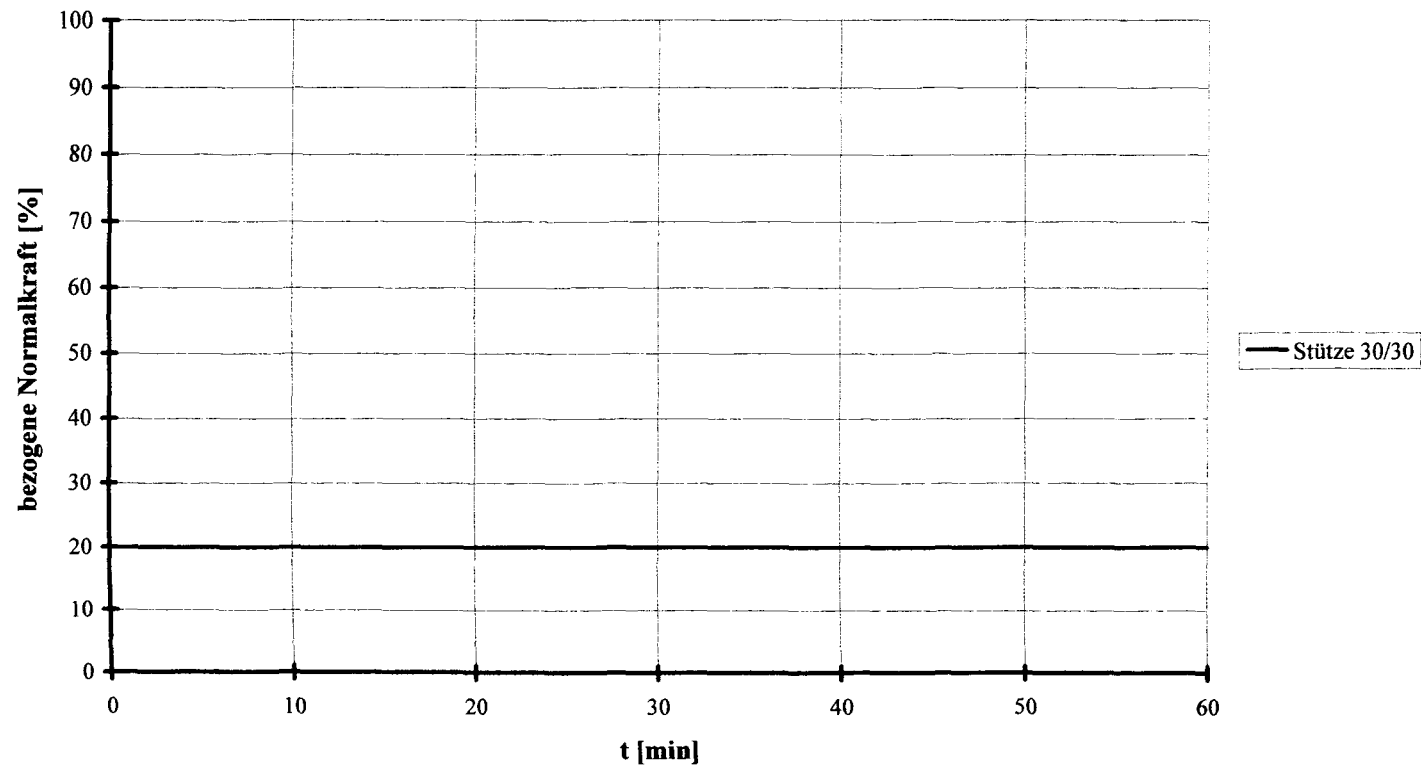
## Stahlbetonstützen Versuch V4



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V4	40	20/20/90	„bilinear“	20%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 4: Versuch 4

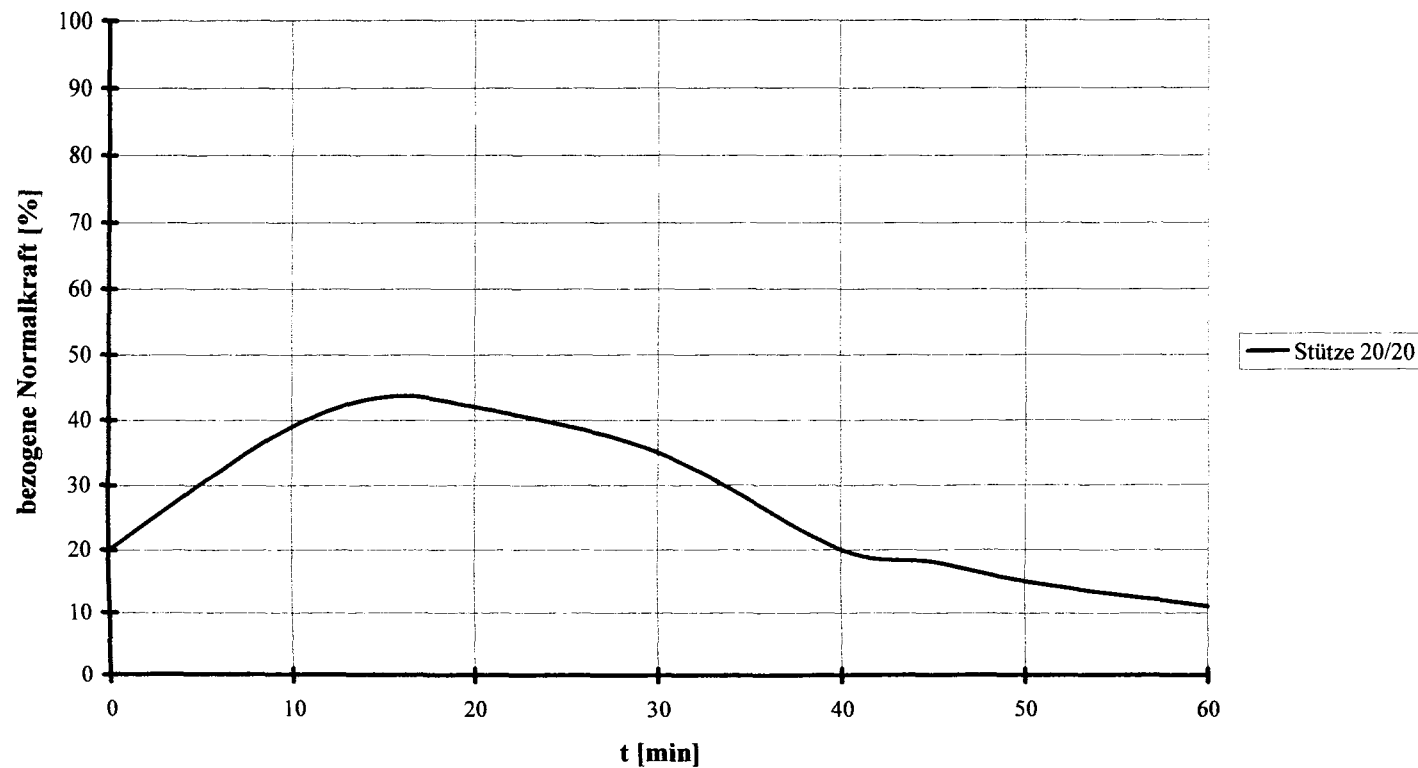
## Stahlbetonstützen Versuch V5



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V5	40	30/30/90	„bilinear“	20%	$\infty$	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 5: Versuch 5

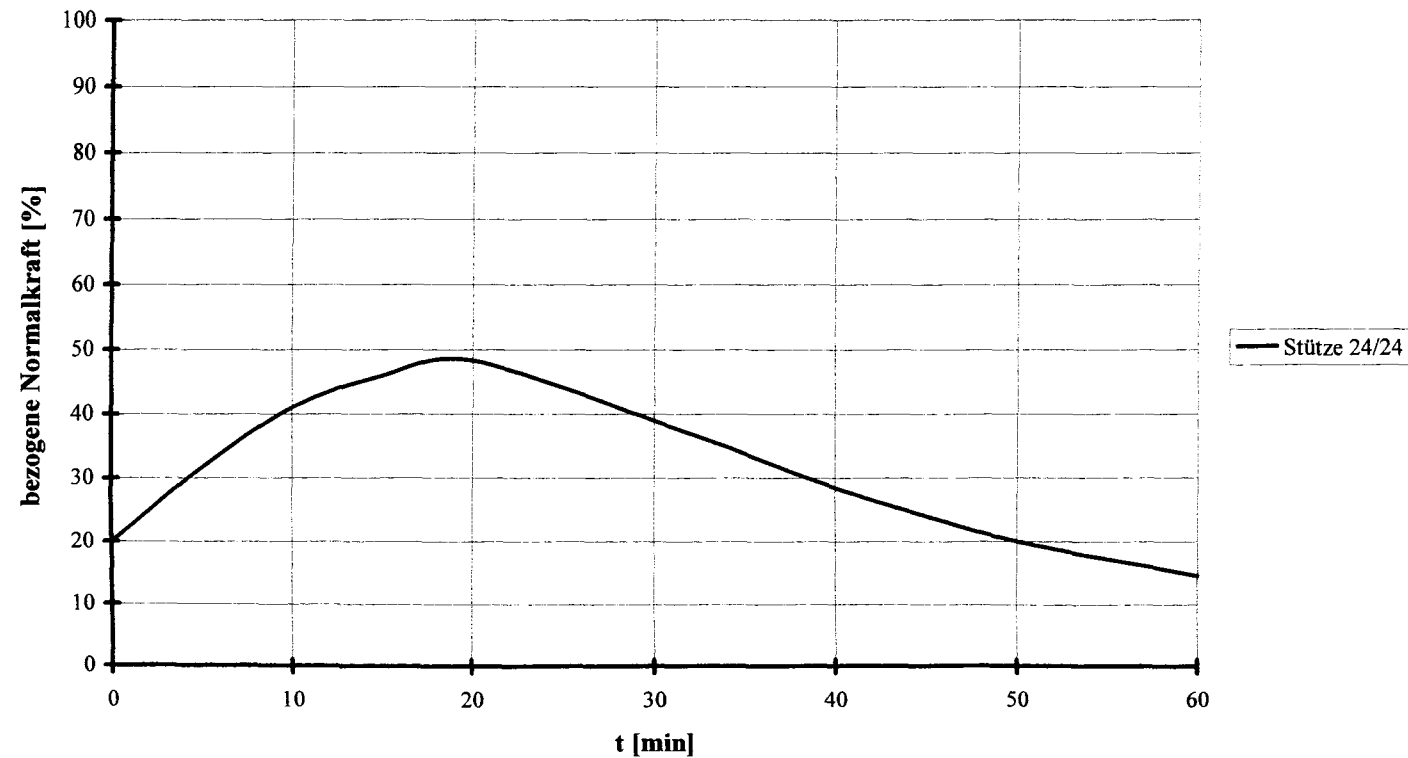
## Stahlbetonstützen Versuch V6



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V6	40	20/20/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 6: Versuch 6

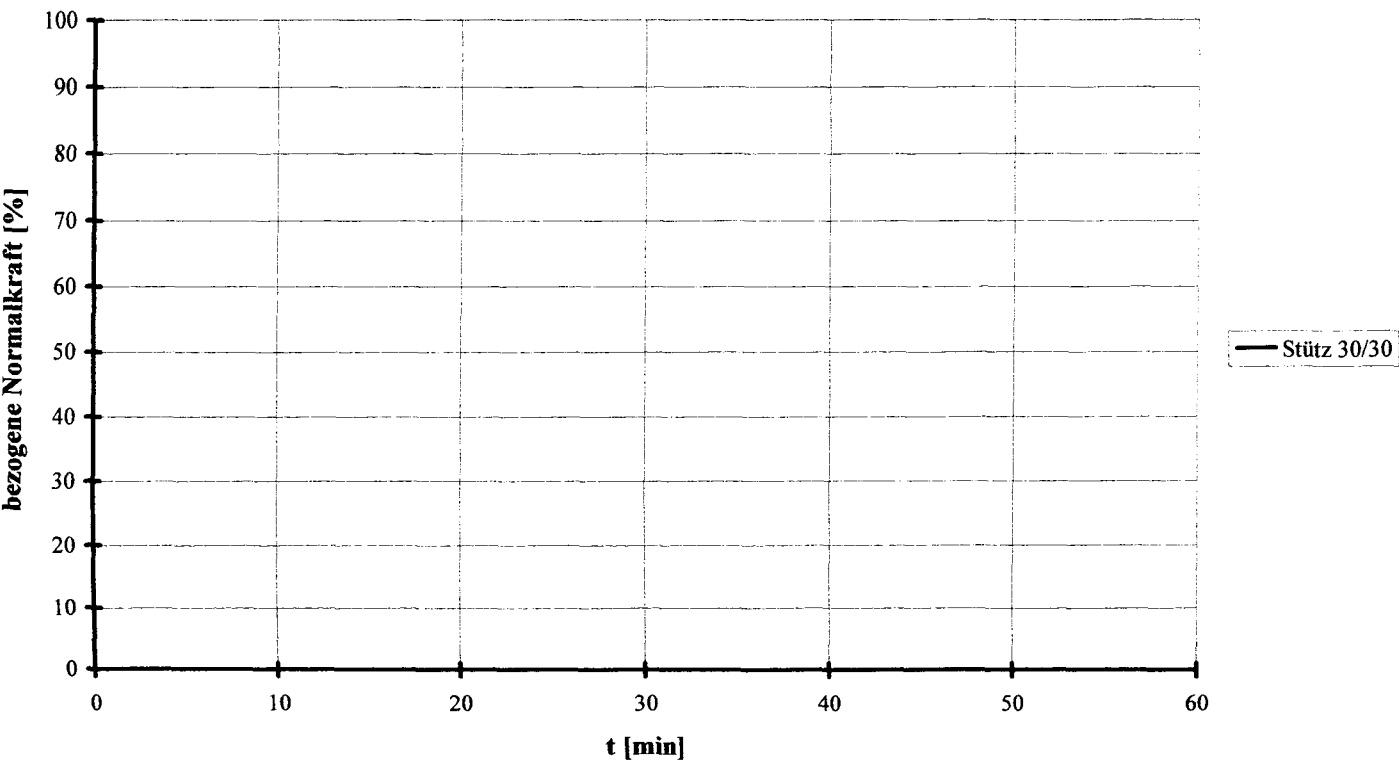
## Stahlbetonstützen Versuch V6a



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V6a	50	24/24/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 7: Versuch 6a

Stahlbetonstützen Versuch V7

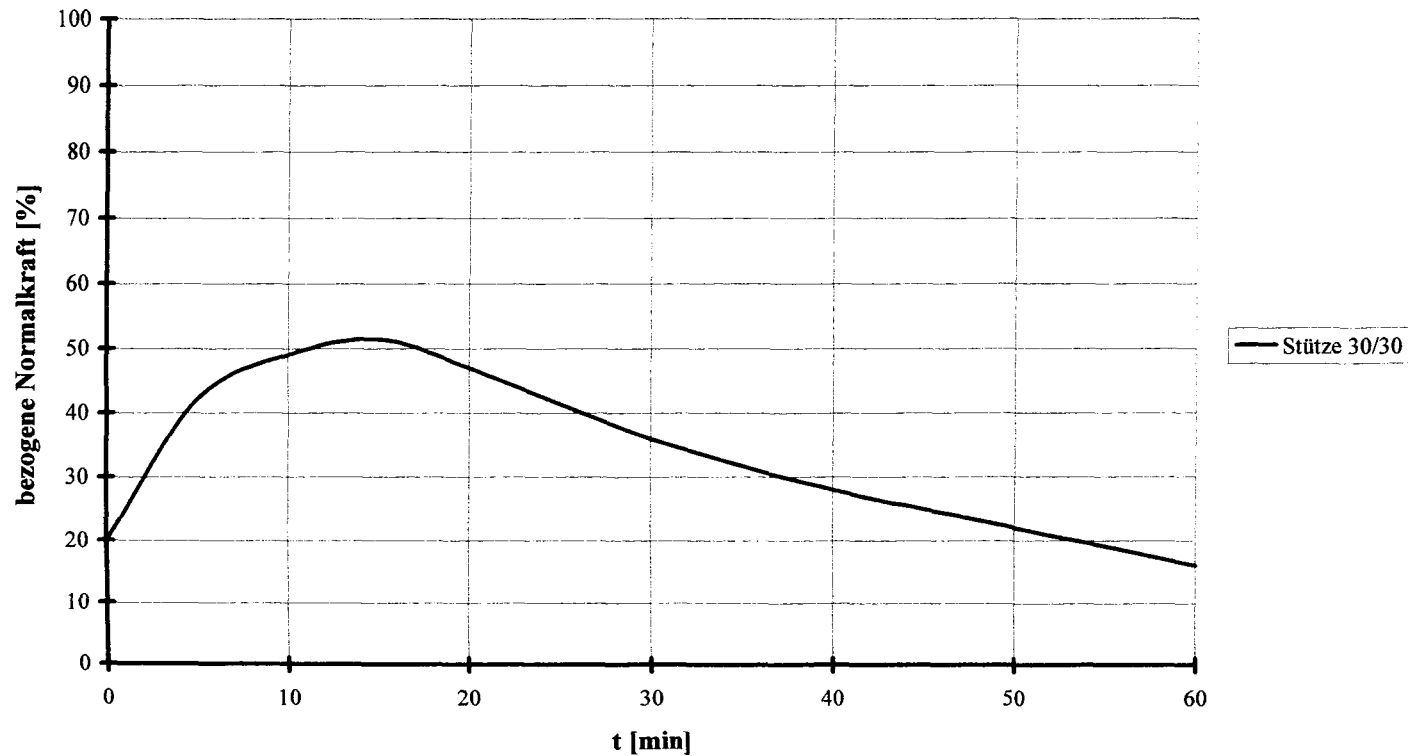


Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V7	40	30/30/90	ETK	0,00	$\infty$	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 8: Versuch 7



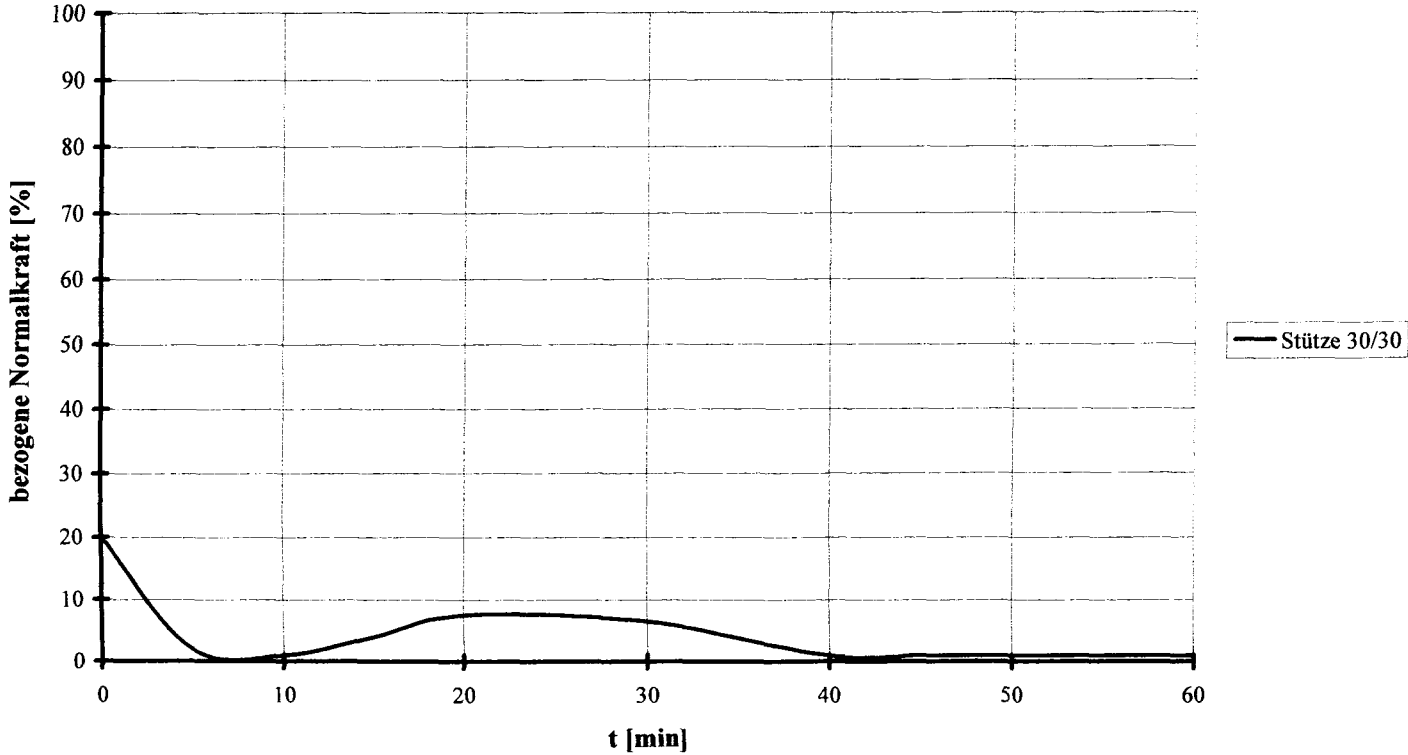
## Stahlbetonstützen Versuch V8



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [‰/min]	bezogene Normalkraft
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

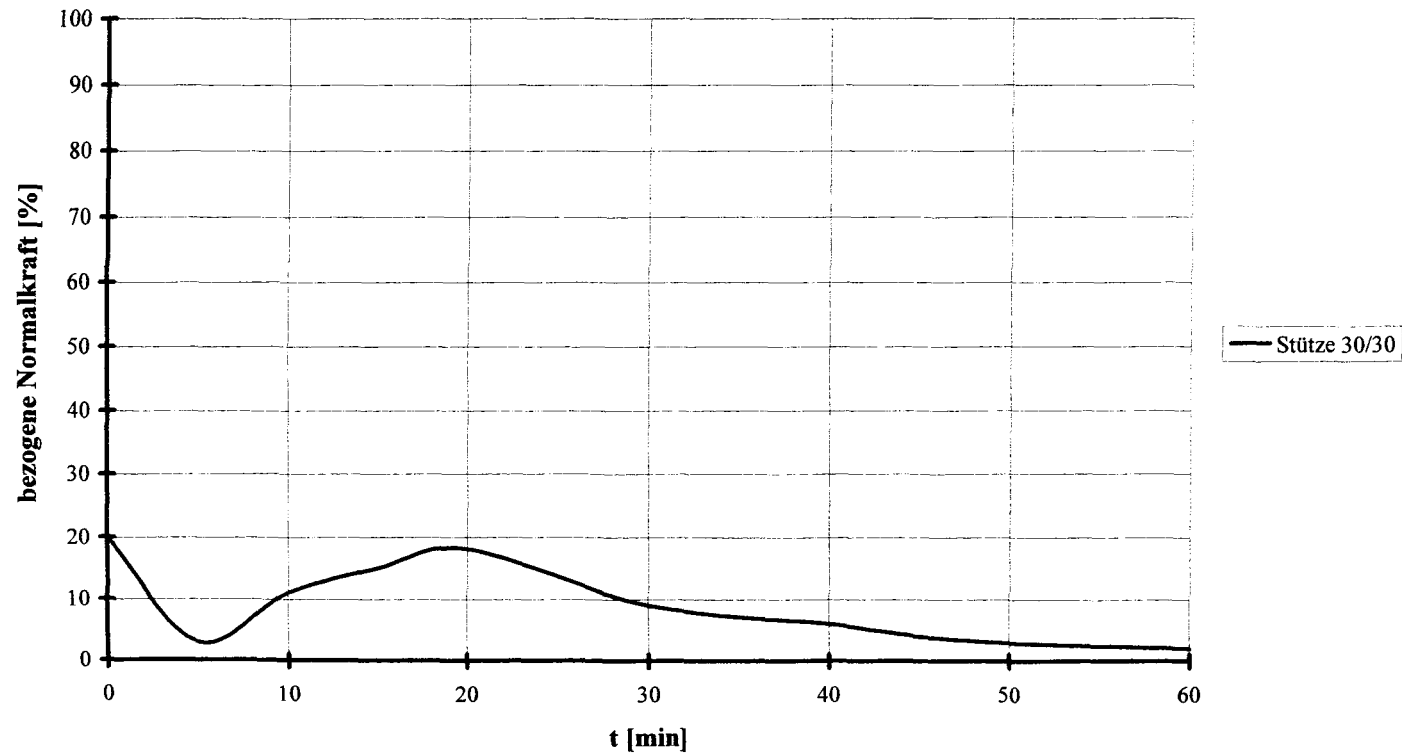
Diagramm 9: Versuch 8

Stahlbetonstützen Versuch V9



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [‰/min]	bezogene Normalkraft
V9	40	30/30/90	ETK	20%	0,20	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

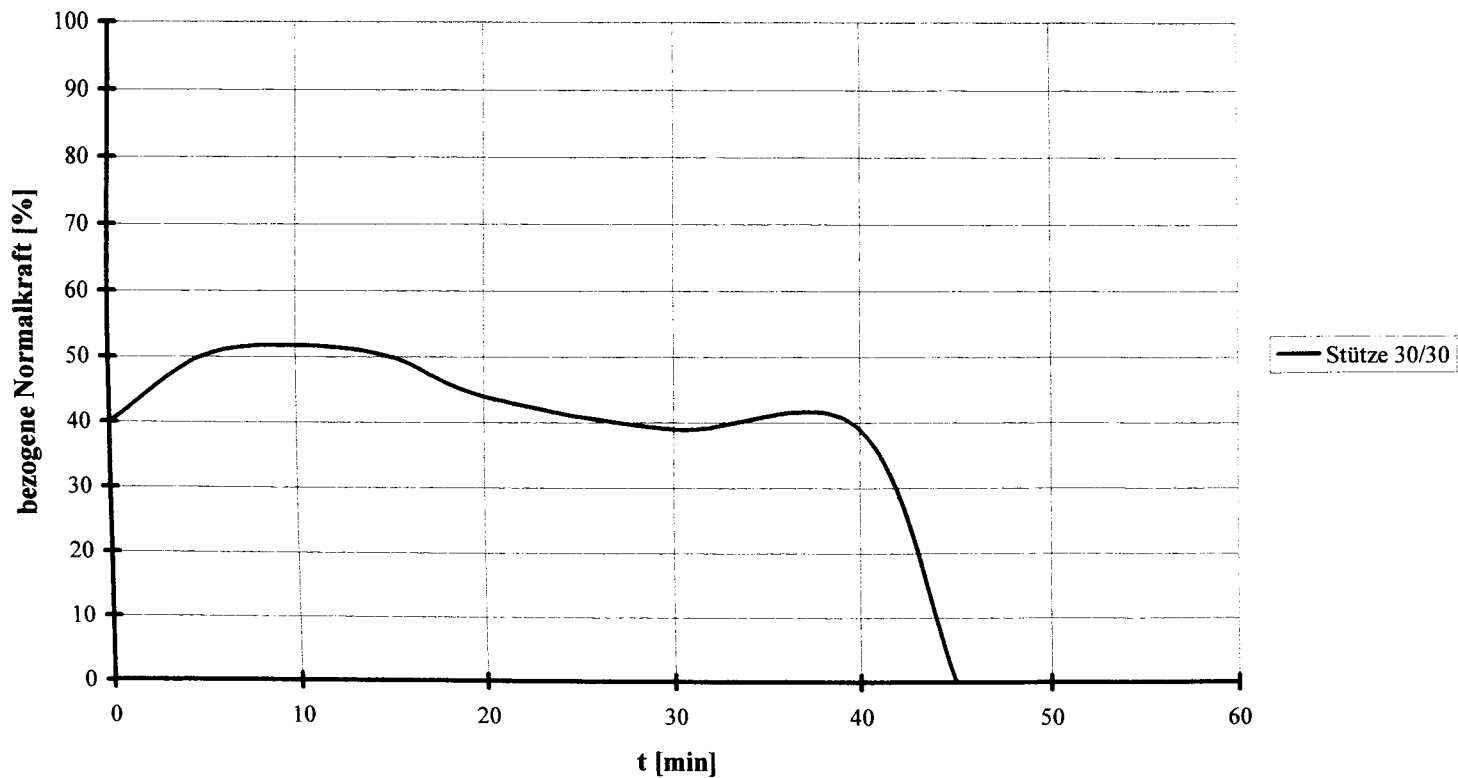
Diagramm 10: Versuch 9

**Stahlbetonstützen Versuch V10**

Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V10	40	30/30/90	ETK	20%	0,10	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

**Diagramm 11:** Versuch 10

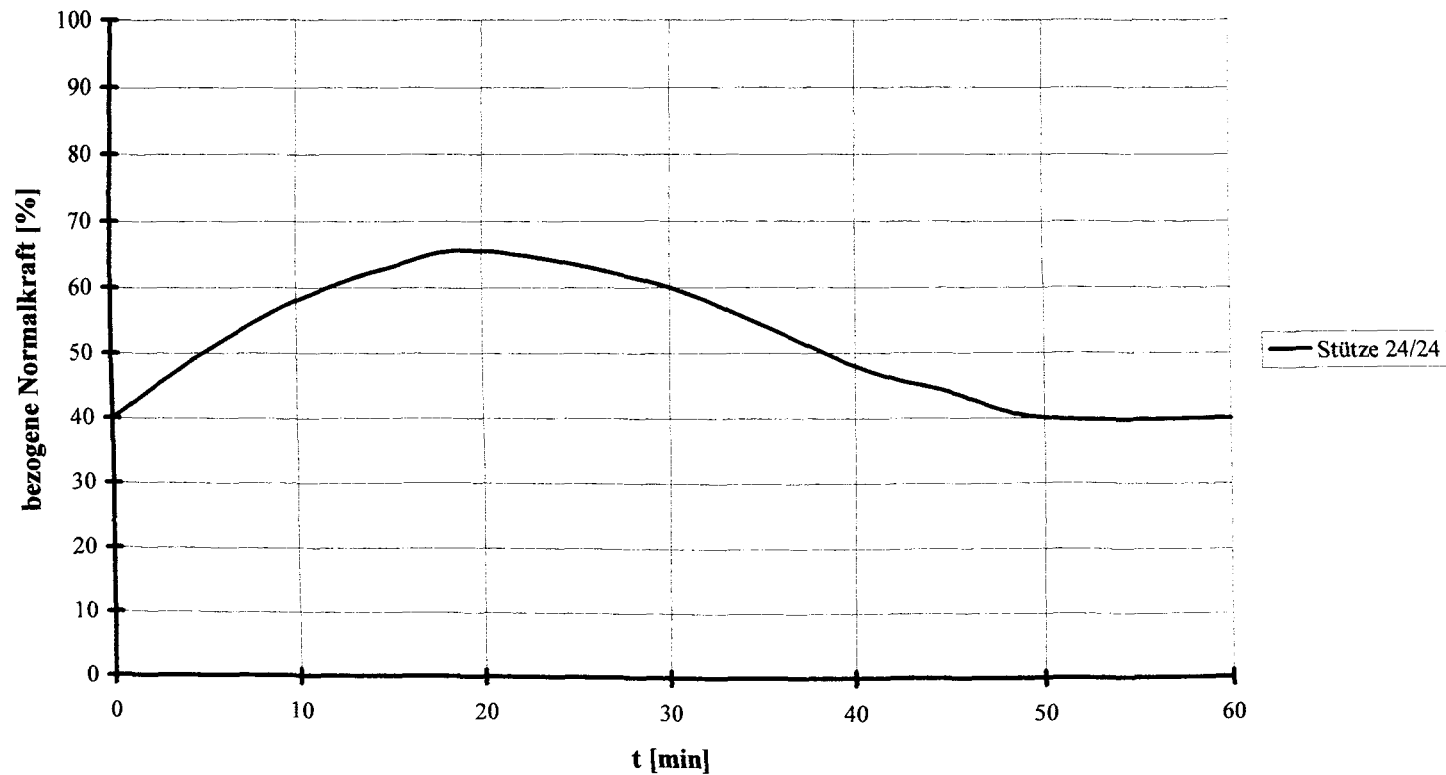
Stahlbetonstützen Versuch V11



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V11	40	30/30/90	ETK	40%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 12: Versuch 11

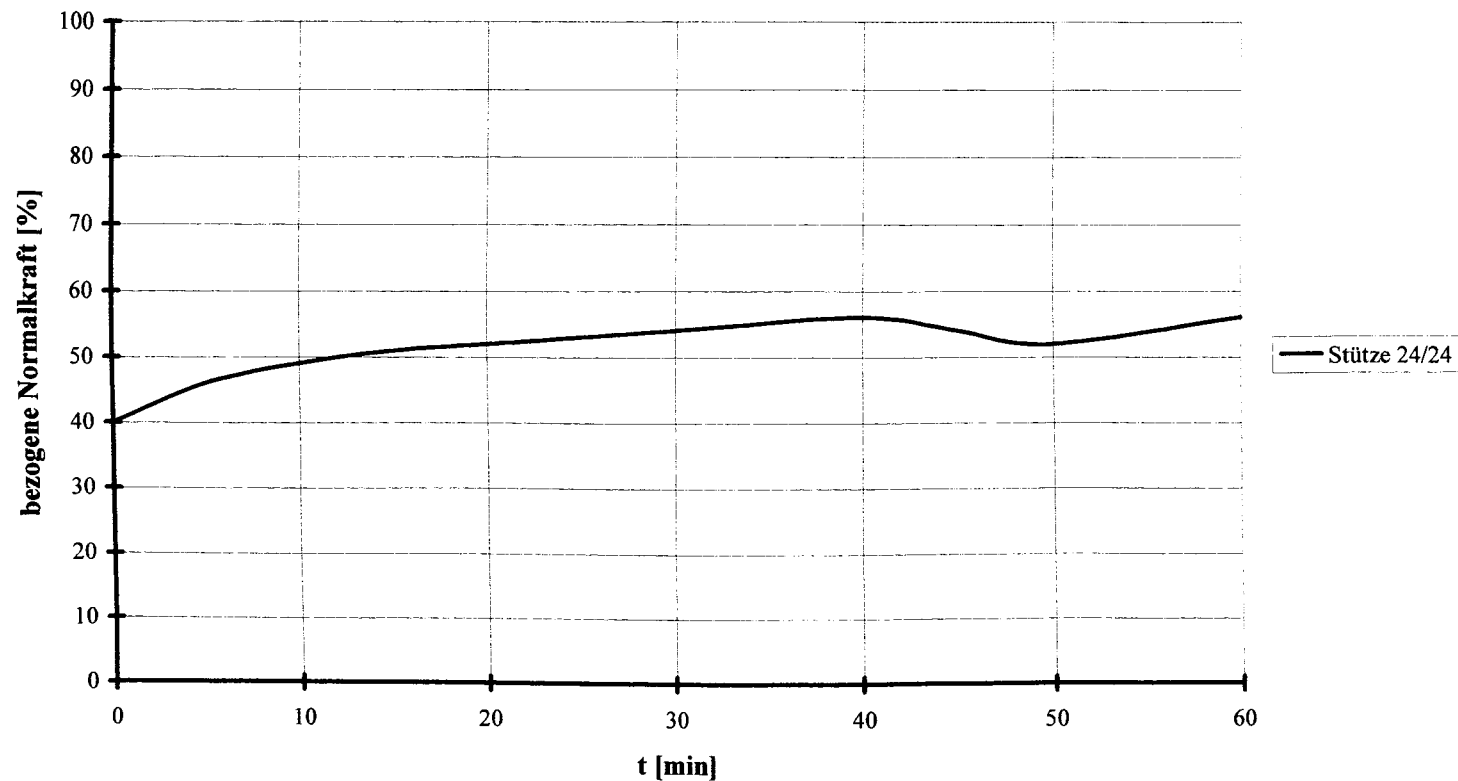
## Stahlbetonstützen Versuch V12



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V12	20	24/24/90	ETK	40%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 13: Versuch 12

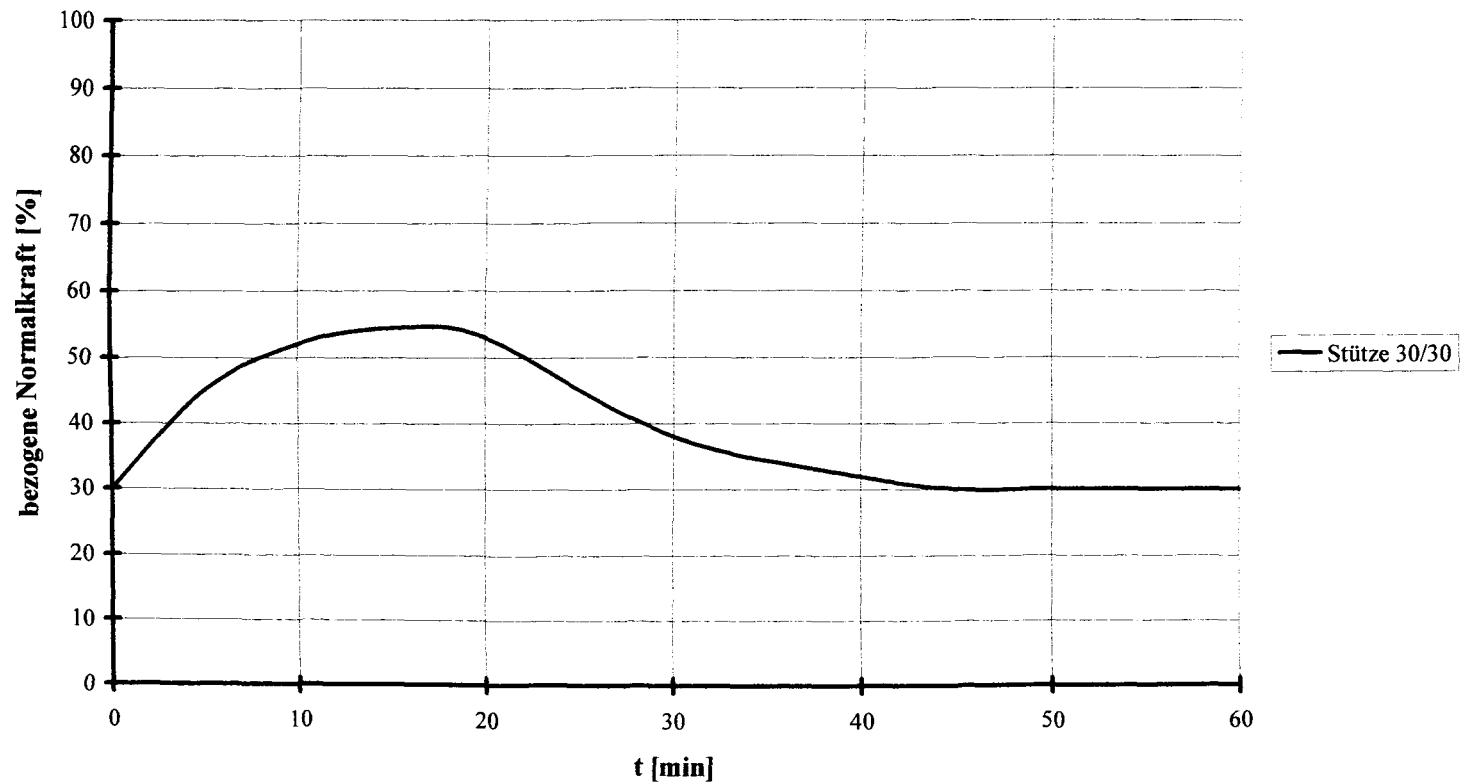
## Stahlbetonstützen Versuch V13



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V13	20	24/24/90	„bilinear“	40%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 14: Versuch 13

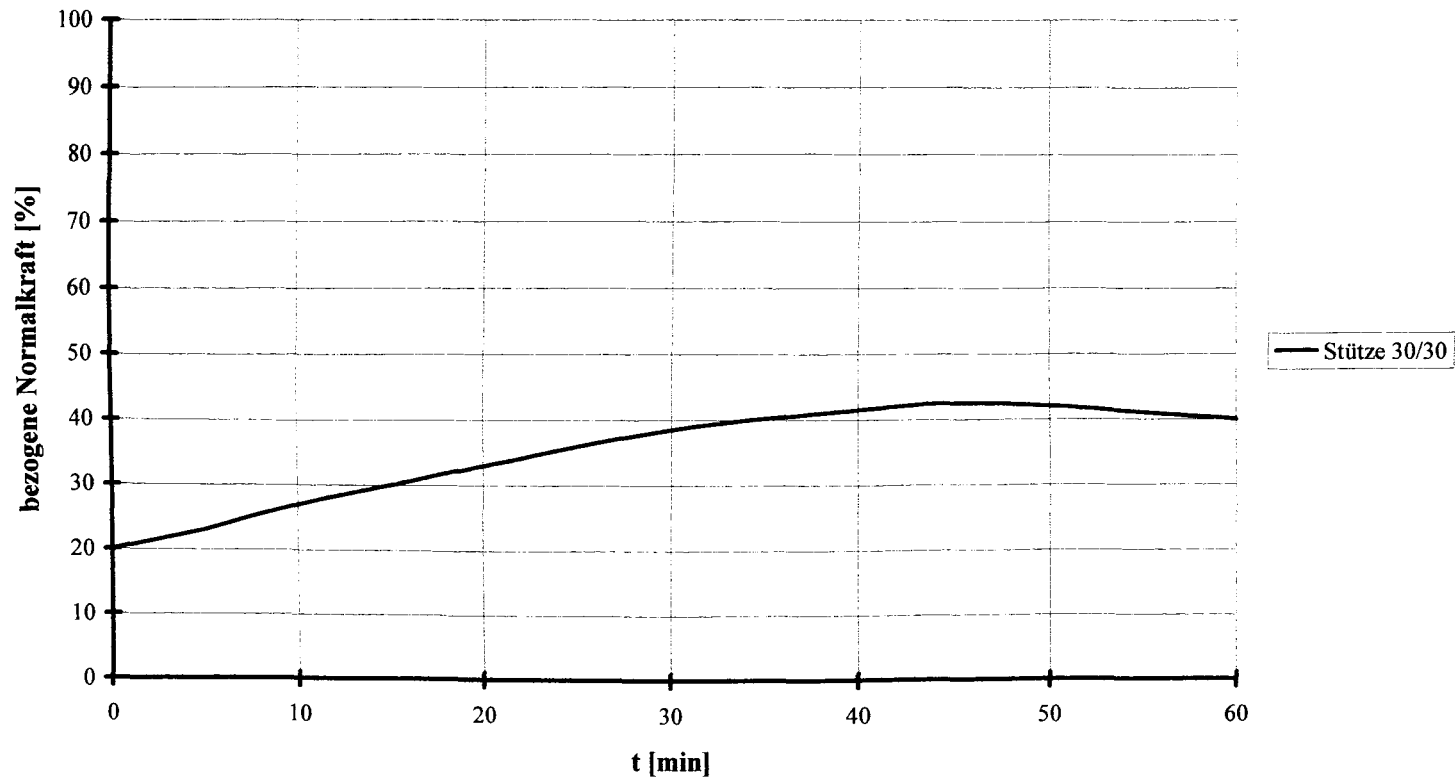
## Stahlbetonstützen Versuch V14



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V14	40	30/30/90	ETK	30%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 15: Versuch 14

## Stahlbetonstützen Versuch V15



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindig- keit [%/min]	bezogene Normalkraft
V15	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 16: Versuch 15



### 5.1 Gegenüberstellung der Ergebnisse der bezogenen Traglast $P_{FI}$

In den nachfolgenden Diagrammen wird der Einfluß der Versuchsparameter

- Betonfestigkeit  $f_c$  in  $[N/mm^2]$ ,
- Querschnittsabmessungen  $[b/d/l]$ ,
- Temperaturbeanspruchung,
- Anfangsbelastung und
- Dehngeschwindigkeit in  $[\%/min]$

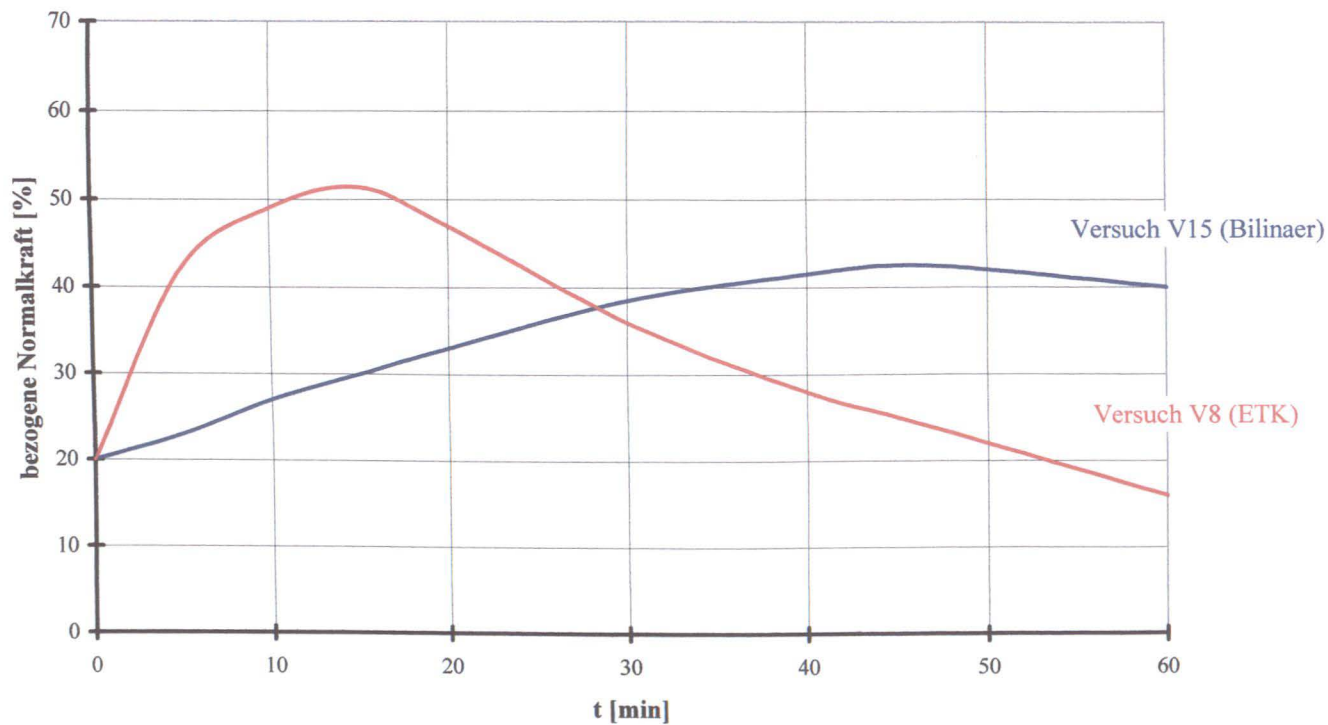
auf die bezogene Traglast  $P_{FI}$  dargestellt.

Zunächst wird nur eine Größe verändert und die anderen Versuchsparameter werden konstant gehalten, um den Einfluß dieser zu untersuchenden Größe eindeutig zu zeigen. Vergleichsmöglichkeiten sind oben beschrieben. Gezeigt wird der Einfluß der

- |                           |                                            |
|---------------------------|--------------------------------------------|
| - Temperaturbeanspruchung | [ETK oder Heißgastemperaturbeanspruchung], |
| - Querschnittsgeometrie   | [20/20, 24/24, und 30/30 cm],              |
| - Anfangsbelastung        | [20 bis 40% $f_c$ ] und                    |
| - Dehngeschwindigkeit     | [0 bis $\infty$ $\%/min$ ].                |

## 5.1.1 Einfluß der Temperaturbeanspruchung

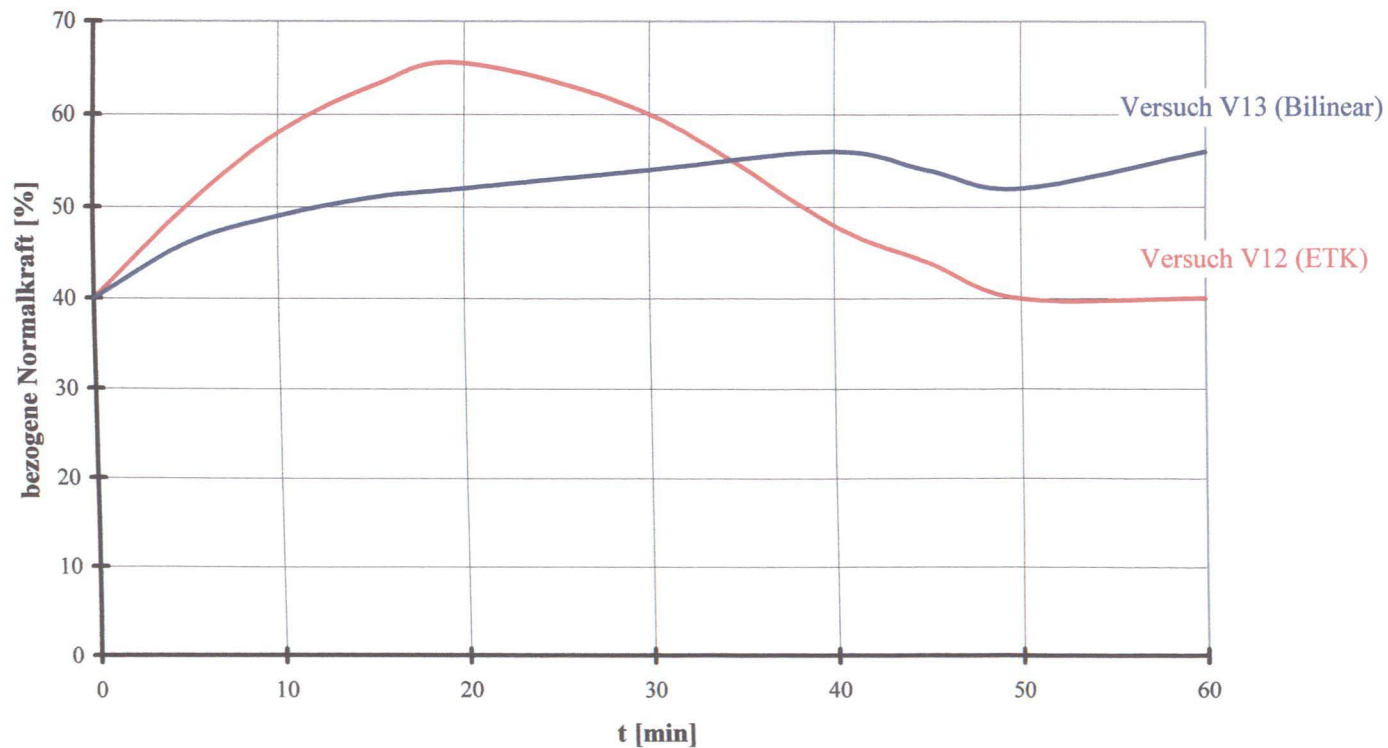
Querschnittsabmessungen  $b/d = 30/30$  cm.



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V15	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

**Diagramm 17:** Versuch V8 und V15

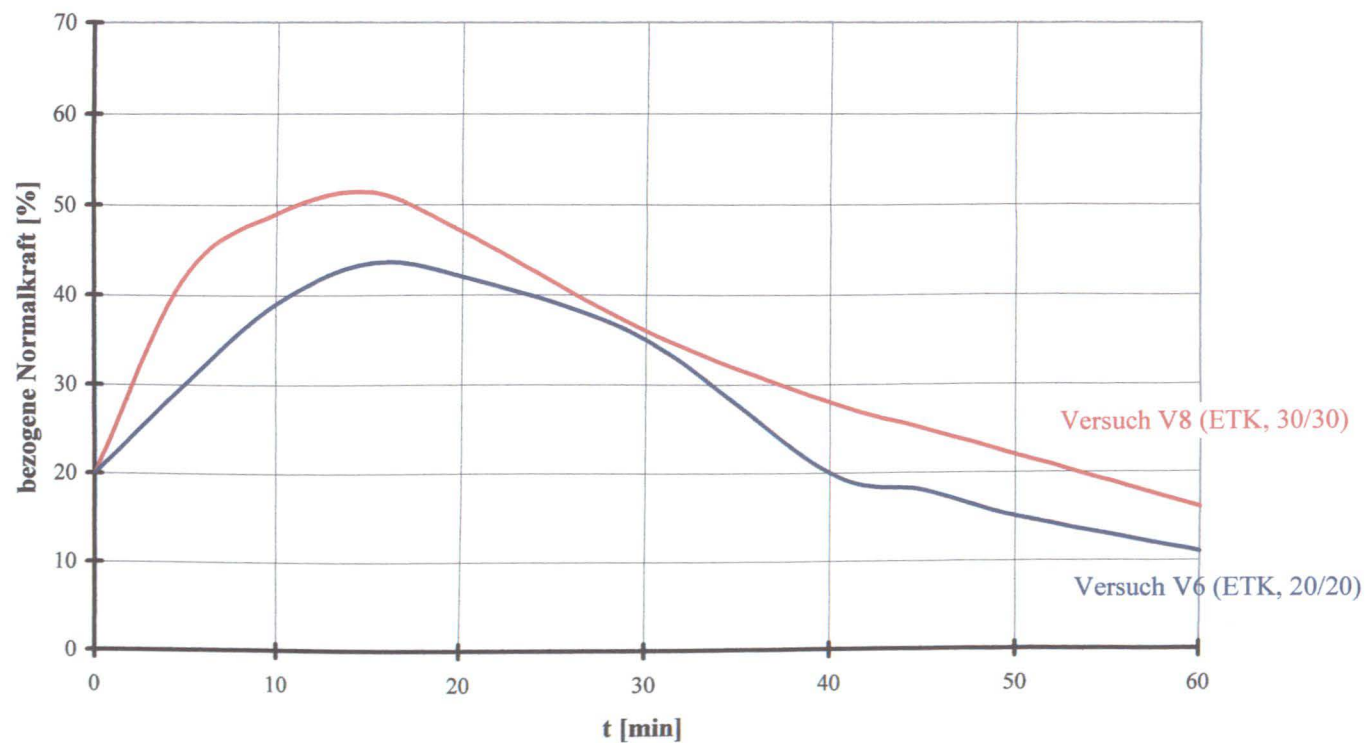
Einfluß der Querschnittsabmessungen  $b/d = 24/24$  cm



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen $b/d/l$ [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V12	20	24/24/90	ETK	40%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V13	20	24/24/90	„bilinear“	40%	0,00	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

**Diagramm 18:** Versuch V12 und V13

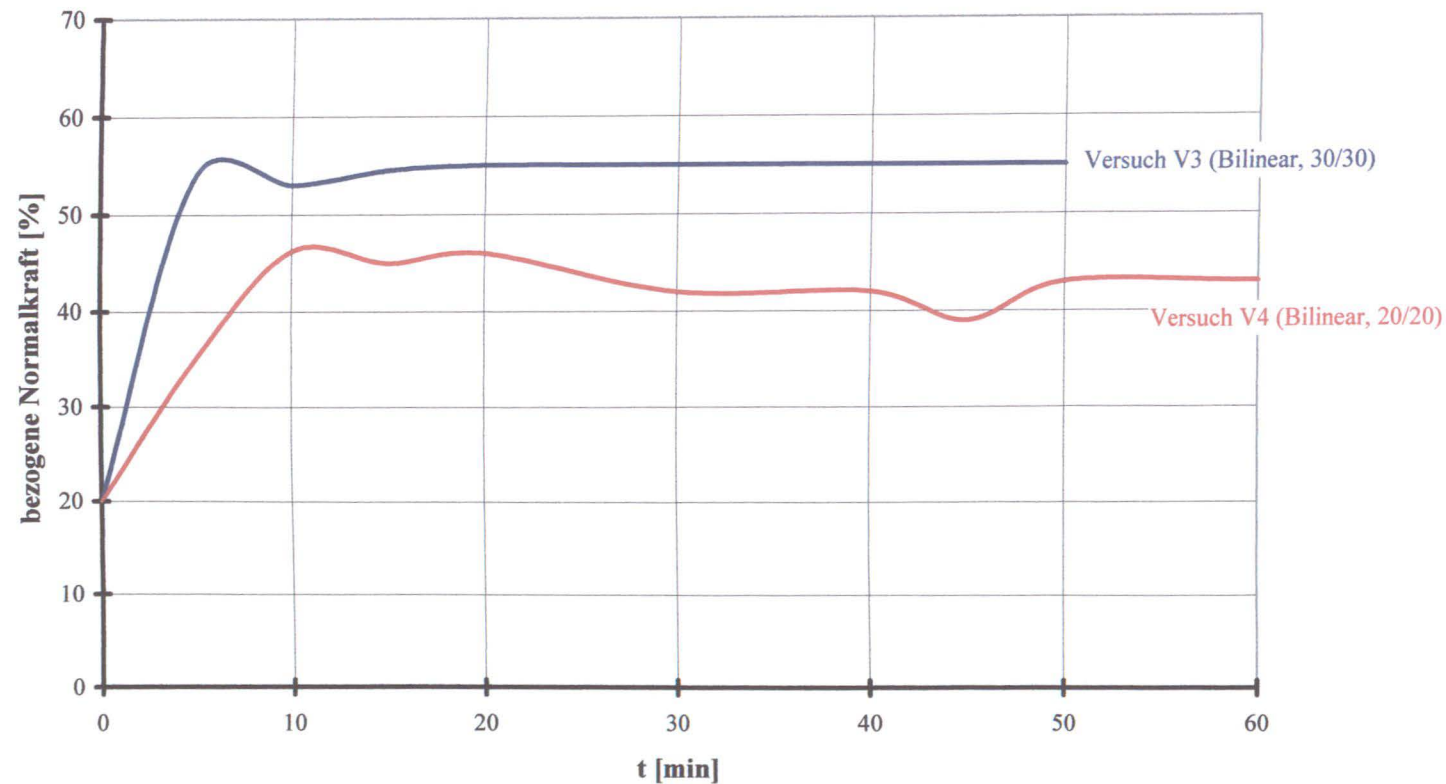
## 5.1.2 Einfluß der Querschnittsgeometrie



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V6	40	20/20/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 19: Versuch V6 Und V8

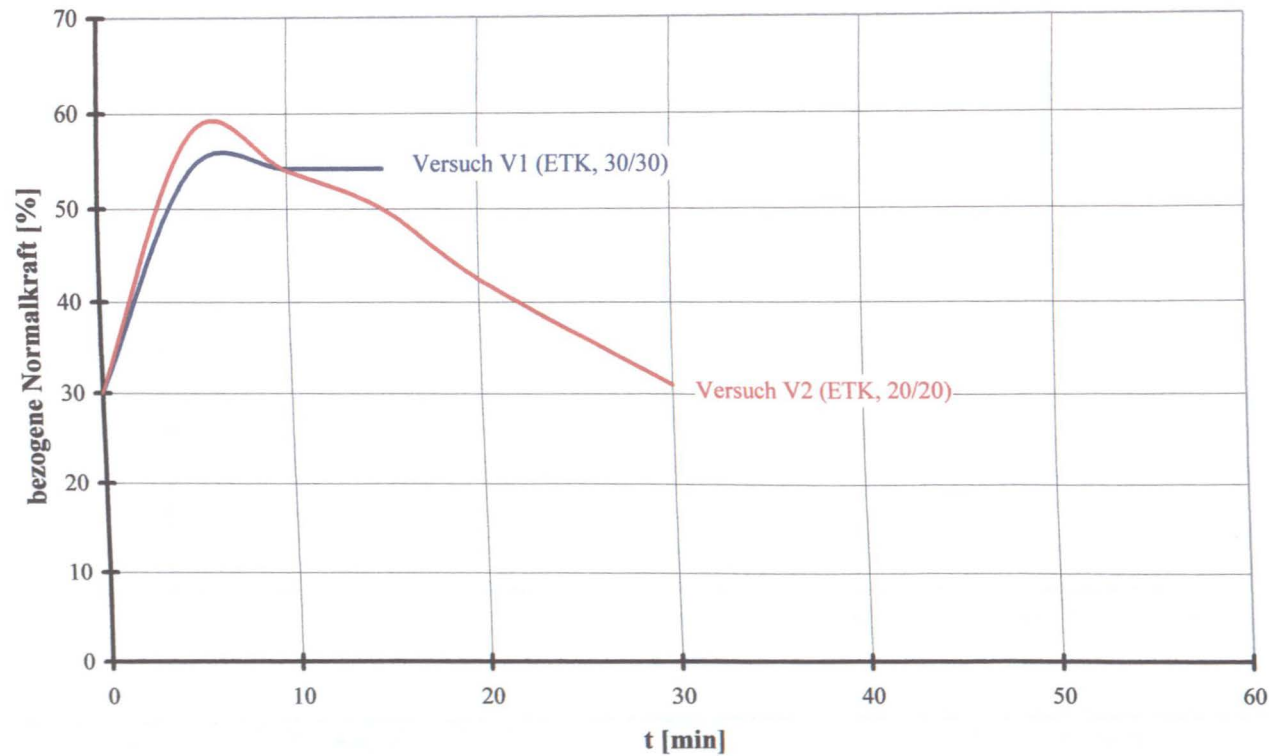
Einfluß der Querschnittsabmessungen.



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V3	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V4	40	20/20/90	„bilinear“	20%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 20: Versuch V3 und V4

## Einfluß der Querschnittsabmessungen

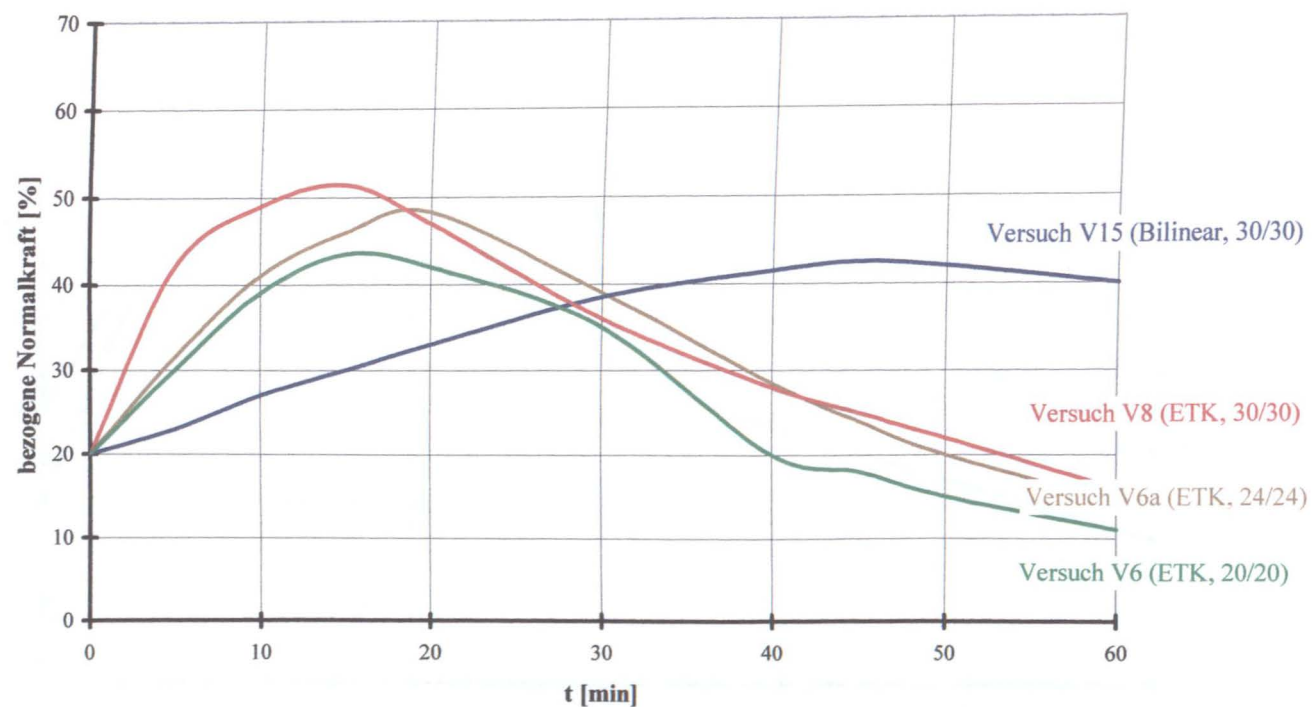


Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V1	40	30/30/90	ETK	30%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V2	40	20/20/90	ETK	30%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 21: Versuch V1 und V2



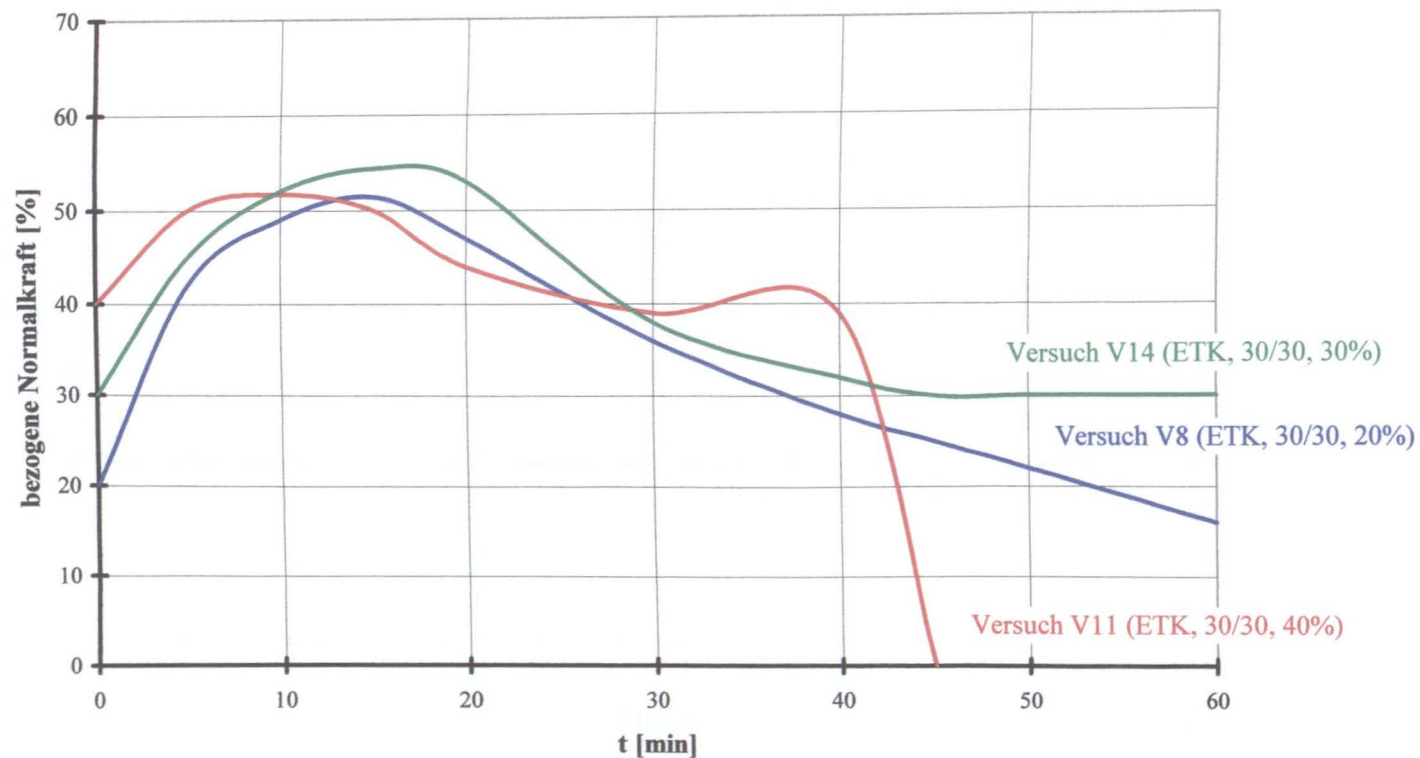
## 5.1.2 Einfluß der Temperaturbeanspruchung und der Querschnittsgeometrie



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V6	40	20/20/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V6a	50	24/24/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V15	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 22: Versuch V6, Versuch V6a, Versuch8 und Versuch V15

## 5.1.3 Einfluß der Anfangsbelastung

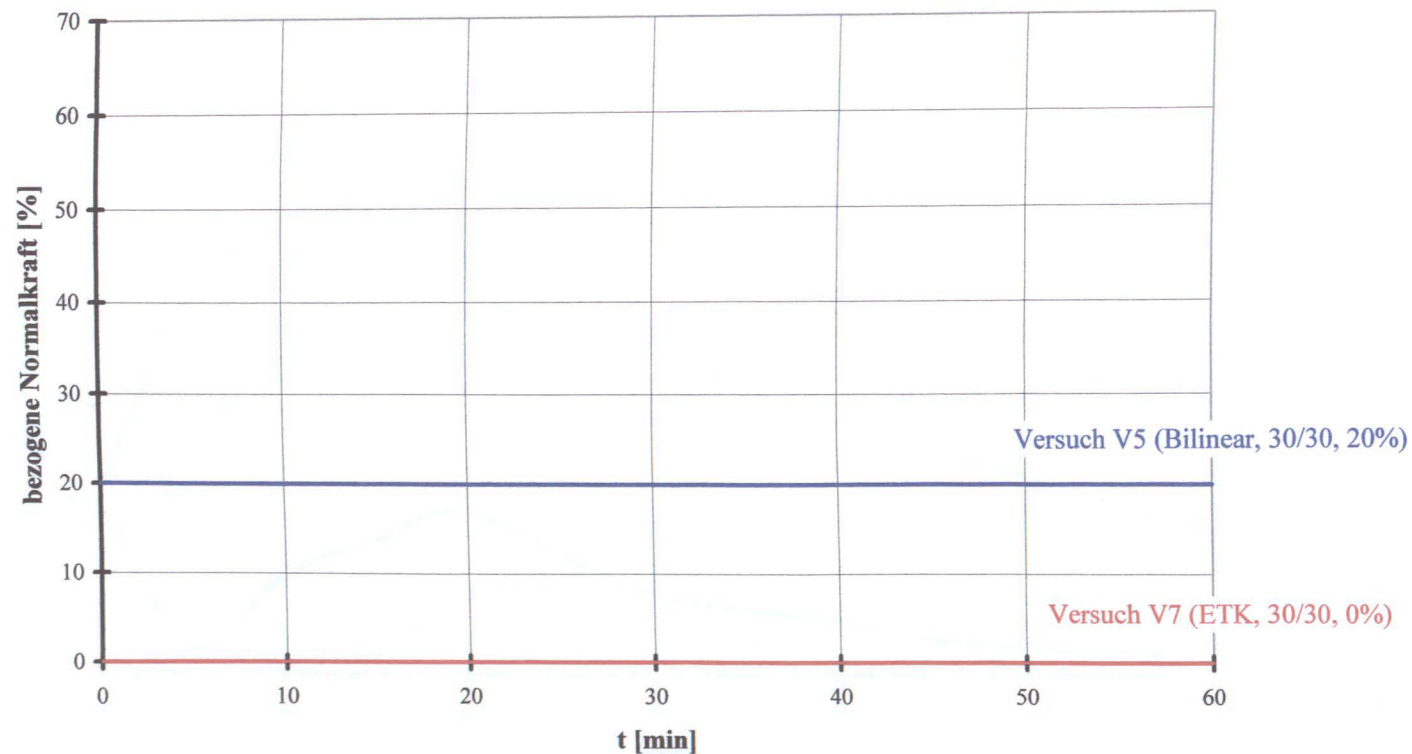


Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V11	40	30/30/90	ETK	40%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V14	40	30/30/90	ETK	30%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 23: Versuch V8, V11 und V14



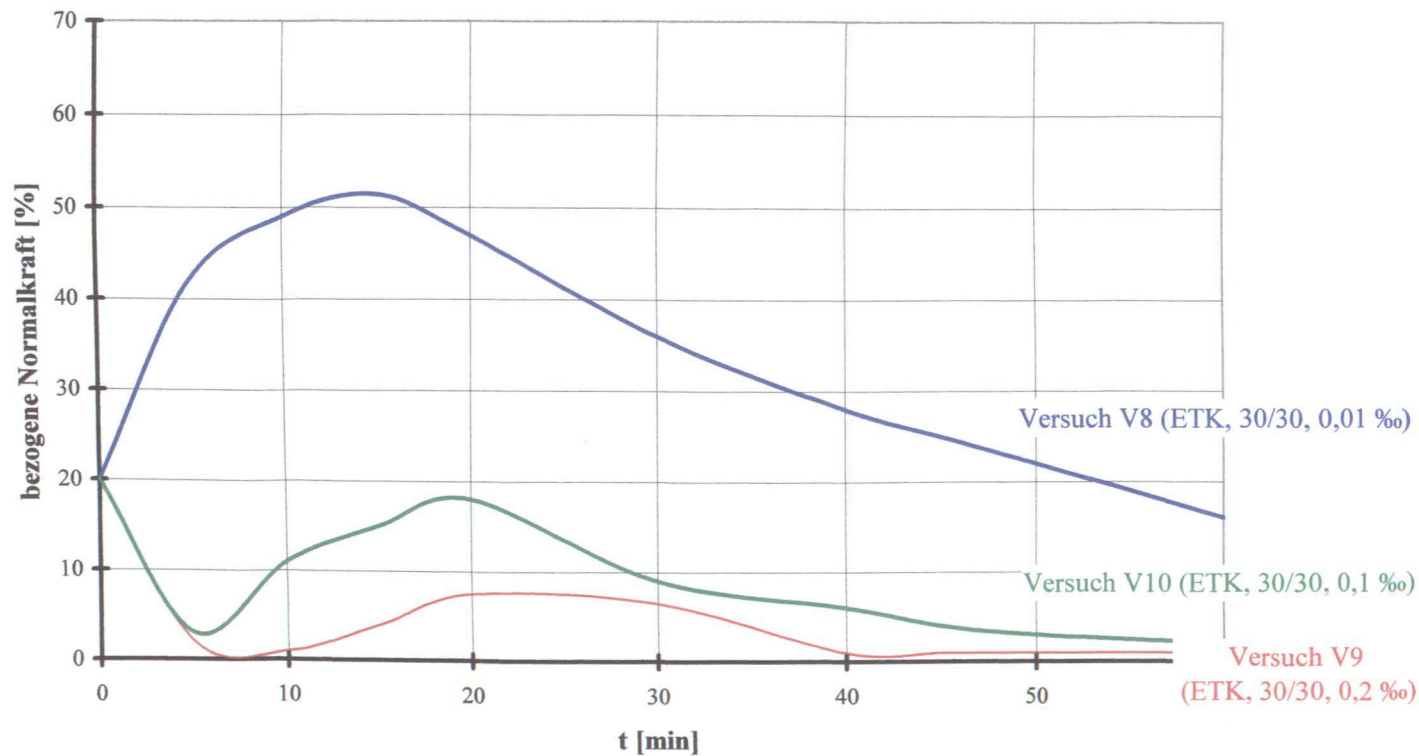
Einfluß der Anfangsspannung.



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V5	40	30/30/90	„bilinear“	20%	$\infty$	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V7	40	30/30/90	ETK	0,0	$\infty$	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 24: Versuch V5 und V7

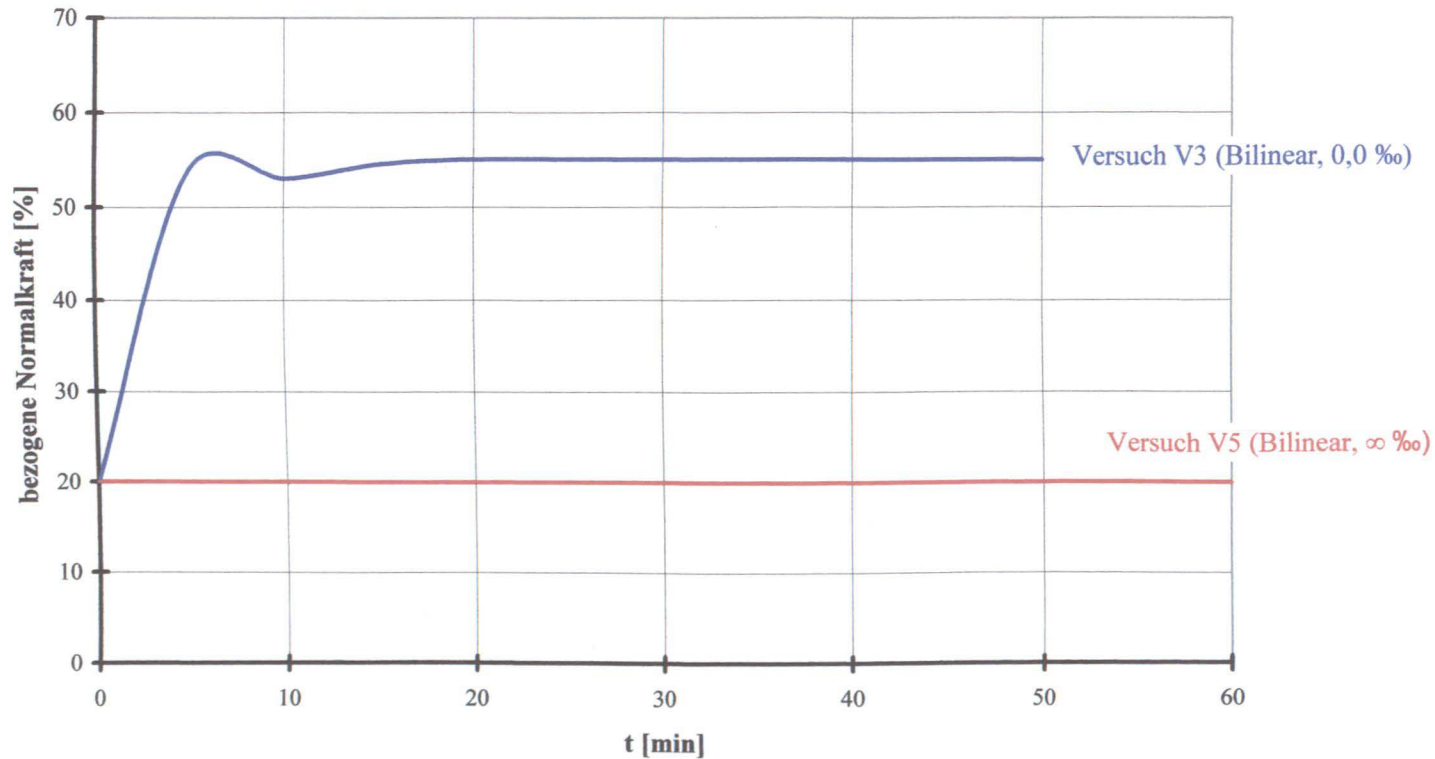
## 5.1.4 Einfluß der Dehngeschwindigkeit



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V9	40	30/30/90	ETK	20%	0,2	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V10	40	30/30/90	ETK	20%	0,1	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 25: Versuch V8, V9 und V10

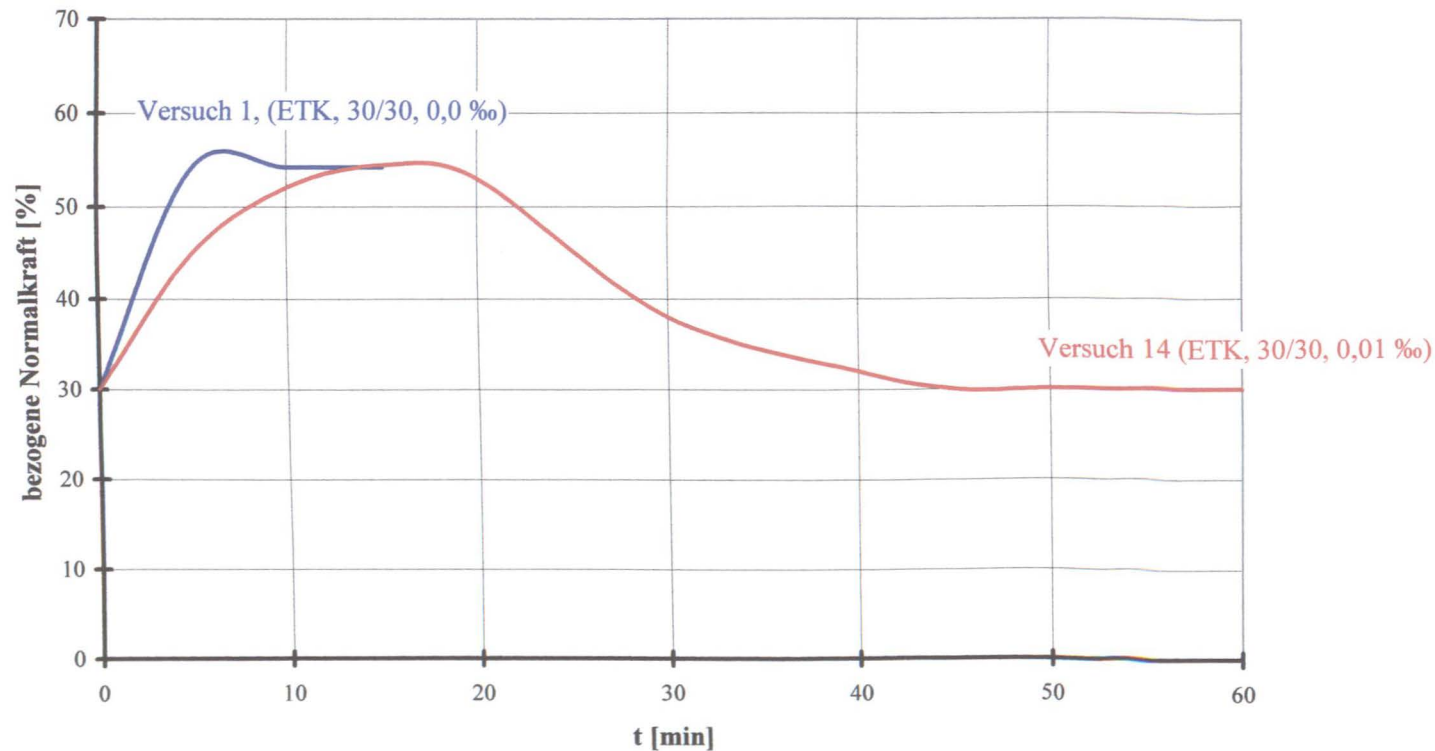
Einfluß der Dehngeschwindigkeit.



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V3	40	30/30/90	„bilinear“	20%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V5	40	30/30/90	„bilinear“	20%	∞	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 26: Versuch V3 und V5

Einfluß der Dehgeschwindigkeit.



Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V1	40	30/30/90	ETK	30%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V14	40	30/30/90	ETK	30%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

Diagramm 27: Versuch V1 und V14

## 5.1.5 Einfluß des planmäßigen erlaubten Dehngeschwindigkeit und der Anfangsbelastung

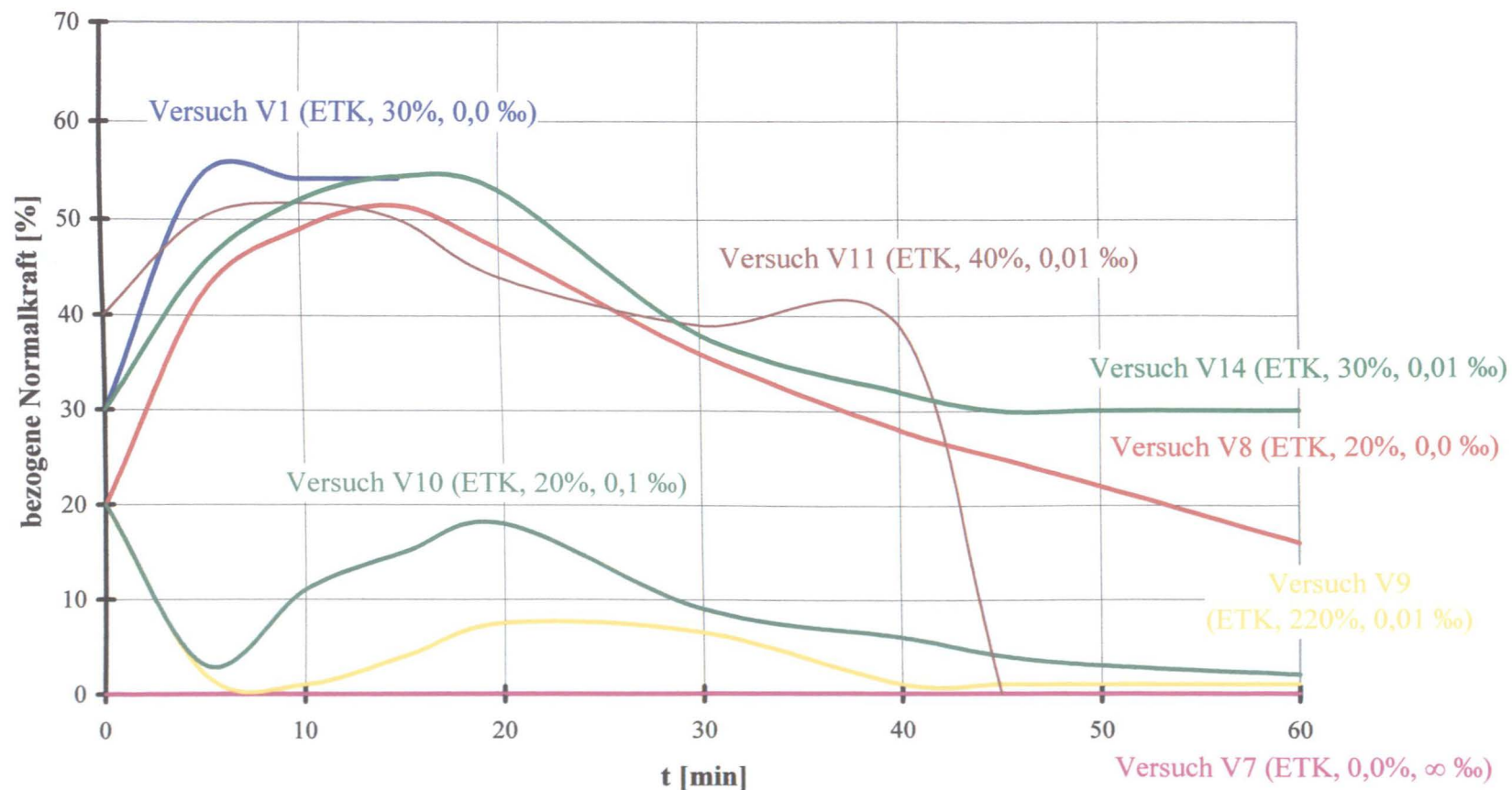


Diagramm 28: Versuch V1, V7, V8, V9, V10, V11 und V14

Versuch:	Betonfestigkeit $\beta_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen b/d/l [cm]	Temperatur- beanspruchung	Anfangsspannung $\sigma_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehngeschwindigkeit [%/min]	bezogene Normalkraft
V1	40	30/30/90	ETK	30%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V7	40	30/30/90	ETK	0 %	$\infty$	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V8	40	30/30/90	ETK	20%	0,0	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V9	40	30/30/90	ETK	20%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V10	40	30/30/90	ETK	20%	0,1	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V11	40	30/30/90	ETK	40%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C
V14	40	30/30/90	ETK	30%	0,01	Zwangskraft im Feuer/Traglast bei 20° C

**Tabelle 4:** Versuchsparameter zu Diagramm 28



## **5.2 Erläuterung der Gegenüberstellung der Ergebnisse der bezogenen Traglast $P_{FI}$**

### **5.2.1 Einfluß der Temperaturbeanspruchung**

In Diagramm 17 ist der Einfluß der Temperaturbeanspruchung dargestellt. Zu erkennen ist, daß die bezogene Zwangskraft bei ETK Temperaturbeanspruchung um ca. 10% größer gegenüber der bilinearen Temperaturbeanspruchung ist. Allerdings werden die einzelnen Maxima zu unterschiedlichen Zeiten erreicht.

Nach 15 Minuten Temperaturbeanspruchung im Versuch V8 wird der Maximalwert, ca. 50 % der bezogenen Normalkraft, erreicht, dies entspricht einer Temperaturbeanspruchung von ca. 700 °.

Im Versuch V15 wird der Maximalwert nach 45 Minuten erreicht, dies entspricht einer Temperaturbeanspruchung von 500 °C.

Gleiches Materialverhalten ist auch im Diagramm 18 zu erkennen.

Bei unterschiedlichen Temperaturbeanspruchungen wird die Maximalzwangskraft zeitverschoben erreicht. Es werden in etwa die gleichen Maximalwerte erreicht, allerdings bei unterschiedlicher Temperatur.

### **5.2.2 Einfluß der Querschnittsgeometrie**

In Diagramm 19 bis wird der Einfluß der Querschnittsabmessungen auf die bezogene Normalkraft dargestellt.

Für Versuch V8 zeigt das Diagramm 19 einen Maximalwert der bezogene Normalkraft von ca. 50%. Für Versuch V6 liegt der Maximalwert der bezogenen Normalkraft bei ca. 45 %. In Versuch V8 wurde der größere Querschnitt  $b/d = 30/30$  cm gegenüber Versuch V6  $b/d = 24/24$  cm geprüft, der bei einer Temperaturbeanspruchung gemäß Einheitstemperaturkurve auch wie erwartet größere Zwangskräfte entwickelt. Dieser Zusammenhang ist auch im Diagramm 20 und im Diagramm 21 zu erkennen.

In den Versuchen zu Diagramm 22 zeigt sich der unter 5.2.1 schon beobachtete Fall, daß bei Änderung der Temperaturbeanspruchung (ETK - bilinearen Temperaturbeanspruchung) der Maxi-

malwert der Zwangskraft für eine bilineare Temperaturbeanspruchung geringer ausfällt. Der Zeitpunkt für den Maximalwert der Zwangskraft ist auch hier weiter nach hinten verschoben.

### 5.2.3 Einfluß der Anfangsbelastung

Diagramm 23 zeigt die Ergebnisse zu den Versuchen V8, V11 und V14. Für alle drei Versuche wird ein Maximalwert von ca. 50% der bezogenen Normalkraft in etwa der gleichen Zeit erreicht. Die Größe der Anfangsbelastung beeinflusst die Größe der entstehenden Zwangskraft wenig. Die aufnehmbaren Lasten sind nicht gleich, sondern nehmen bei größer werdender Anfangsbelastung ab.

### 5.2.4 Einfluß der Dehngeschwindigkeit

Diagramm 25 zeigt die Auswertung zu den Versuchen V8, V9 und V10. In Versuch V8 zeigt sich eine große bezogene Zwangskraft (ca. 50%), während die bezogenen Zwangskräfte für die Versuche V9 und V10 sich bei ca. 15% einstellen.

Die Dehngeschwindigkeiten  $\varepsilon$  bei diesen Versuchen lagen bei  $\varepsilon = 0,01$  (Versuch V8),  $\varepsilon = 0,1$  (Versuch V10) und  $\varepsilon = 0,2$  (Versuch V9).

Größere behinderte Dehnungen erzeugen, wie erwartet, auch größere Zwangskräfte.

Diagramm 27 zeigt die Versuche V1 und V14. Variiert wurde hier die Dehngeschwindigkeit: totale Dehnbehinderung (Versuch V1) und eine Dehngeschwindigkeit von  $\varepsilon = 0,01$  (Versuch V14). Die maximale bezogene Zwangskraft ist dabei bei beiden Versuchen annähernd gleich groß. Im Versuch V1 stellt sich lediglich der Maximalwert erwartungsgemäß früher ein. Man kann also davon ausgehen, daß eine Dehngeschwindigkeit von  $\varepsilon = 0,01$  einer kompletten Dehnungsbehinderung gleichzusetzen ist.

Diagramm 28 zeigt für den Versuch V1, V9, V11 und V14 ebenfalls diesen Zusammenhang.



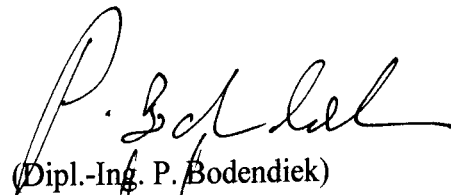
## 6. Zusammenfassung

Die dargestellten Diagramme geben die Versuchsergebnisse von brandbeanspruchten dehnbehinderten Stahlbetonstützen wieder. Wie die Diagramme zeigen kann mit Hilfe der „bezogenen Normalkraft“ eine sinnvolle Auswertung vorgenommen werden. Die dargestellten aufbereiteten Versuchsergebnisse können die Grundlage einer modellgestützten FEM-Berechnung bilden.

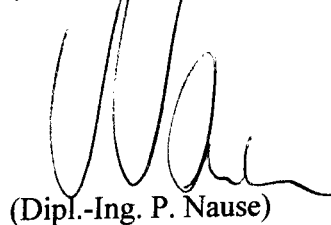


(o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. K. Kordina)

Sachbearbeiter



(Dipl.-Ing. P. Bodendiek)



(Dipl.-Ing. P. Nause)

## 7. Literatur

- [1] Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt B3, TU-Braunschweig, Arbeitsberichte 1974-1983.
- [2] Anderberg, Y. et al.: Stress and deformation characteristics of concrete in high temperatures. Lund Institut of Technologie Bulletin 54, Lund 1976.
- [3] Anderberg, Y. et al.: Stress and deformation characteristics of concrete in high temperatures. Lund Institut of Technologie Bulletin 34.
- [4] Anderberg, Y.: Fire-Exposed Hyperstatic Concrete Structures. An Experimental and Theoretical Study. Div. of Struct. Mech. and Concrete Constr., Institut of Technologie, Lund, 1976.
- [5] Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzement bei Temperaturen bis 1000°C, Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148, Heft 2, TU-Braunschweig, Nov. 1973.
- [6] Schneider, U.: zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen, Diss. TU-Braunschweig, 1973.
- [7] Weiß, R.: Ein haufwerktheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone, Diss. TU-Braunschweig, 1977.
- [8] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil. -Schr.), 1979.
- [9] Haksever, A.: Mathematische Modellierung des Verformungsverhaltens von Festbetonen unter Brandbeanspruchung, Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148, Jahresbe-

richt 1984-86 Teil I, TU-Braunschweig

- [10] Haksever, A.: Experimentelle und rechnerische Untersuchung des Brandverhaltens dehnbehinderter Stahlbetonstützen, Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148, Jahresbericht 1984-86 Teil I, TU-Braunschweig
- [11] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Beton-Verlag Düsseldorf, 1981.
- [12] Lack, H.: rechnerischer Nachweis der Traglasten dehnbehinderter Stahlbetonstützen im Brandfall, Diplom-Arbeit, TU-Braunschweig, 1993.

